

Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 91
2^e trimestre 2000

Incidence de la procédure de prélèvement des sols fins
sur les caractéristiques géotechniques mesurées en laboratoire

A. BAT, J.-C. BLIVET, D. LEVACHER

3

Regard sur le passé de la géotechnique

J.-L. BORDES

13

Caractérisation endoscopique des milieux granulaires couplée
à l'essai de pénétration

P. BREUL, GOURVES

27

Application des essais de pompage à l'évaluation du coefficient
d'anisotropie hydraulique des sols aquifères ?

M. CASSAN

37

Dans le but de rendre plus transparent le fonctionnement du comité de lecture de la *Revue française de géotechnique*, un Conseil du comité de lecture a été établi paritairement entre les trois comités français de Mécanique des sols, de Mécanique des roches et de Géologie de l'ingénieur. Le rôle de ce Conseil sera de choisir et d'orienter chaque article reçu par la *Revue* vers deux lecteurs particulièrement compétents en fonction des sujets traités.

La composition du Conseil du Comité de Lecture est la suivante :

- pour la Mécanique des sols :
G. AUVINET
E. FLAVIGNY
J. SALENÇON
F. SCHLOSSER
- pour la Mécanique des roches :
E. DETOURNAY
Y. GUEGUEN
M. PANET
G. VOUILLE
- pour la Géologie et l'ingénieur :
R. COJEAN
J.-L. DURVILLE
J.-L. GIAFFERI
A. PARRIAUX

L'actuel directeur de la *Revue française de Géotechnique* saisit cette occasion pour citer tous ceux qui l'ont assisté bénévolement dans cette mission essentielle pour le rayonnement de la *Revue*, et c'est pour lui un plaisir de remercier MM. AMAR, AURIAULT, BAGUELIN, BENAMAR, BERGUES, MME BERNAUD, MM. BÉREST, BIAREZ, BILLAUX, BORDES, BOULON, BRULOIS, DE BUHAN, CORDARY, DELAGE, DORMIEUX, DUFFAUT, DUPEUBLE, FEUGA, FRANK, FRY, GAMBIN, GARNIER, GARY, MME GENTIER, MM. GHOREYCHI, ISNARD, LECA, LONDE, LUONG, MAGNAN, MALATRAIT, A. MONNET, J. MONNET, PANET, PIGUET, PHILIPPONNAT, PICARD, POUYA, RADENKOVIC, ROUSSET, SALENÇON, SCHLOSSER, SHAHROUR, SIRIEYS, SU KUN, TCHENG, THOREL, TOURET, VOUILLE, WEBER et probablement quelques autres dont les noms sont égarés dans les archives des 82 premiers numéros de la *Revue française de Géotechnique*.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : J. Lagardère

Comité de Direction : M. Londez, P. Berest, J.P. Tisot (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction : E. Absi, P. Antoine, F. Bonnechère, Prof. Descœudres, P. Duffaut, J. Kérisel, P. La Rochelle, P. Londe, L. Parez, F. Schlosser

Revue trimestrielle

Abonnement 1998 (numéros 82 à 85) franco : 680 F

Prix au numéro franco : 180 F (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40

Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 01 48 24 93 39

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 50490. Dépôt légal : novembre 2000

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 1998

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs. Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

Incidence de la procédure de prélèvement des sols fins sur les caractéristiques géotechniques mesurées en laboratoire

A. BAT

J.-C. BLIVET

Laboratoire régional
des Ponts et Chaussées
de Rouen, CETE
Normandie-Centre
chemin de la Poudrière
BP 245
76121 Le Grand-Quevilly
Cedex

D. LEVACHER

A. BAT

UPRES A 6143 « Morphody-
namique continentale
et côtière »
Groupe de recherche génie
civil, université de Caen
24, rue des Tilleuls
14032 Caen Cedex

Résumé

Les résultats des essais triaxiaux et œdométriques effectués sur une argile marine française (site de Cran) sont analysés pour déterminer l'influence de l'outil de prélèvement et de sa mise en œuvre sur les résultats des essais de laboratoire. L'analyse montre qu'il y a une influence du mode de prélèvement sur les caractéristiques de compressibilité et de résistance. Les modules de déformation augmentent avec le diamètre du carottier et avec l'amélioration du mode de prélèvement. Tous ces effets se superposent à une certaine dispersion des résultats due à la variabilité spatiale naturelle du sol en place.

The influence of sampling procedure of fine soils on the characteristics measured in laboratory

Abstract

A large program of laboratory testing including triaxial compression and oedometer test has been performed on french marine clay (in Brittany, Cran site). The main proposal of these investigations is to evaluate the influence of the sampling tools (type and procedure) on the laboratory tests results. The analysis of test results demonstrates that the sampling procedure influences the resistance and the compressibility characteristics. The deformation modulus increases with the sampler diameter, as the improvement of the sampler procedure. Some effects are difficult to evaluate in front of the natural variability in space for the marine clay site.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées dans un délai de trois mois après sa parution.

Introduction

Les études géotechniques nécessitent la connaissance des propriétés des sols concernés par les ouvrages. De nombreuses caractéristiques physiques, mécaniques ou hydrauliques des sols ne peuvent être obtenues qu'en effectuant des essais de laboratoire. Les paramètres ainsi mesurés dépendent, d'une part, de la qualité des prélèvements et, d'autre part, de la qualité des essais. La fiabilité de la valeur des paramètres est donc fortement influencée par les processus mis en œuvre depuis le carottage du sol sur le terrain jusqu'à l'interprétation des résultats issus des essais.

La démarche d'assurance qualité actuellement en cours dans la plupart des laboratoires et bureaux d'étude repose sur un référentiel technique. Le respect des procédures écrites est une condition nécessaire pour atteindre la qualité. Mais parallèlement, il importe d'avoir un esprit critique et de bien comprendre les phénomènes mis en jeu.

Après avoir rappelé la classification des prélèvements en fonction des paramètres à mesurer, les caractéristiques des deux outils utilisés sont données : le carottier à piston stationnaire LPC et le carottier de gros diamètre de l'université Laval (Québec). La présente étude analyse le remaniement d'échantillons d'argile molle de Cran (Ille-et-Vilaine) prélevés avec ces deux types de carottiers. Cette étude a pour but d'analyser l'effet de l'outil de prélèvement et de sa mise en œuvre sur les paramètres mesurés de compressibilité, de déformabilité et de résistance. Les paramètres physiques, mécaniques et hydrauliques de cette argile ont été mesurés au Laboratoire régional des ponts et chaussées de Rouen.

Le prélèvement des sols fins cohérents

Les classes de prélèvement

Pour un sol donné, la qualité du prélèvement dépend de la technologie employée et de la compétence de l'équipe de sondages. Cependant de bons résultats obtenus sur des échantillons de bonne qualité ne donnent pas forcément une schématisation géotechnique correcte d'un site pour une étude. Il est nécessaire de prendre en compte la variabilité spatiale et le degré de représentativité des échantillons prélevés. La connaissance géologique locale ainsi que d'éventuelles études préalables permettent, en général, de faire le choix adéquat du programme de reconnaissance et des techniques de prélèvement.

Est qualifié d'intact, ou plutôt de non remanié, un prélèvement qui conserve, autant qu'on puisse l'apprécier, l'intégralité de la structure et des caractéristiques du sol, et sur lequel on peut effectuer des essais d'identification (teneur en eau, granulométrie, sédimentométrie, limites d'Atterberg...) ainsi que des essais mécaniques (triaxial, œdomètre...) permettant la prévision du comportement des ouvrages.

Pratiquement, aucun échantillon n'est véritablement intact car le prélèvement provoque toujours des modifications de l'état de contrainte et de déformation. Il est donc préférable de parler d'échantillon non remanié que l'on peut qualifier ainsi : échantillon qui, au laboratoire sous un chemin de contraintes approprié, fournit des résultats applicables à la prévision de la résistance en place, de l'amplitude et de la vitesse de déformation. Cela implique des déformations faibles au cours du carottage, déformations inférieures à celles obtenues lors de la rupture du sol (entre 1 et 4 % pour la plupart des sols naturels) ; ainsi le sol naturel reste dans le domaine élastique réversible et les liens de diagenèse ne sont pas détruits (Fig. 1).

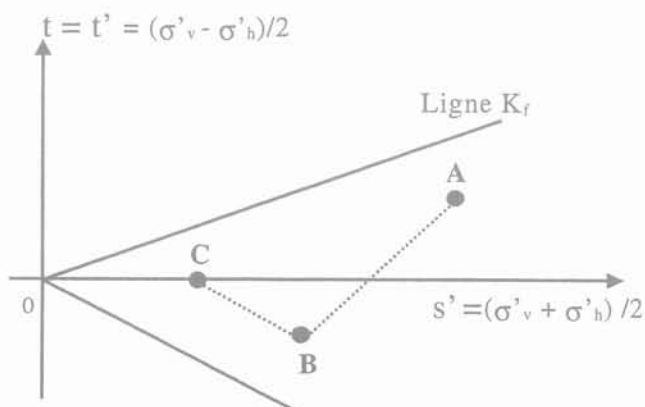


FIG. 1 Modification schématique de l'état de contraintes effectives d'un échantillon de sol. A : état en place ; B : état de l'échantillon dans le conteneur ; C : état lors de la taille de l'éprouvette en laboratoire. Effective stress path for a soil sample.

La qualité du prélèvement est fonction de l'usage que l'on veut faire de l'échantillon, c'est-à-dire de la nature des paramètres à mesurer nécessaires pour l'étude envisagée. Idel *et al.* (1969) ont proposé une classification pratique des prélèvements dans laquelle les échantillons sont attribués à une classe dite parfois de qualité allant de 1 à 5, en fonction de leurs critères distinctifs typiques et des paramètres que l'on peut obtenir à partir du sol prélevé. Ces classes, reprises dans la norme sur les prélèvements XP P 94-202, se définissent à partir des caractéristiques géotechniques mesurables sur les échantillons. Le tableau I présente un résumé de cette classification.

TABLEAU I Classification des prélèvements, (d'après Idel *et al.*, 1969)
Samples classification (after Idel *et al.*, 1969)

Classes	1	2	3	4	5
Paramètres mesurables	Z, w, τ_p , γ_d , E, k	Z, γ_d , w, k	Z, w	Z	Échantillon incomplet

avec les notions suivantes :

Z : Stratigraphie du sol ; τ_p : Résistance au cisaillement ; w : Teneur en eau naturelle ; γ_d : Poids volumique du sol sec ; E : Module de déformation ; K : Coefficient de perméabilité.

Un échantillon « non remanié » correspond à la classe 1 ; un échantillon « remanié » est un échantillon de classe 3 ou 4. La différence entre la classe 3 et la classe 4 provient d'une perte de teneur en eau naturelle

due au prélèvement, comme par exemple lors de prélèvement d'une tourbe avec les tarières continues. L'échantillon de classe 5 ne permet que d'identifier un changement de couche de sol. Cette classification est à utiliser une fois fixés les paramètres à mesurer. La classe de prélèvement souhaitée permet ensuite de choisir la meilleure adéquation possible entre la nature et l'état du sol et la technique du prélèvement à employer. La norme XP P 94-202 fournit des informations pour le choix des méthodes de prélèvement. La classe de prélèvement dépend donc essentiellement de l'objectif recherché, c'est-à-dire des paramètres de nature et d'état qui doivent être mesurés. Ainsi un prélèvement de classe 3 est un excellent échantillon pour effectuer une identification du sol et déterminer par exemple ses aptitudes au réemploi en remblais. La connaissance des lois comportement mécanique des sols nécessite l'utilisation d'échantillons de classe 1.

2.2

Recommandations pour le prélèvement de sols fins cohérents

La diversité des procédés de prélèvement entraîne une très grande variété d'outils de prélèvement. Les prélèvements de sols fins de classe 1 s'effectuent essentiellement avec des carottiers poinçonneurs. Ceux-ci sont caractérisés par les paramètres liés aux dimensions des carottiers schématisés sur la figure 2 (diamètre extérieur, diamètre intérieur du carottier, longueur du tube, angle de coupe de la trousse...). Ils concernent principalement :

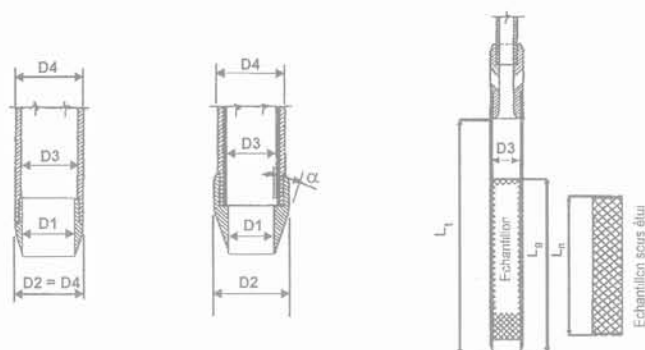


FIG. 2 Caractéristiques géométriques des prélèvements et des carottiers poinçonneurs. Geometric characteristics of thin-walled samplers.

– l'indice de surface C_a est le rapport de la section droite de la trousse coupante du carottier à la section droite de la carotte, il représente approximativement le volume de sol déplacé par la paroi du carottier par rapport au volume de l'échantillon prélevé :

$$C_a = \frac{D_2^2 - D_1^2}{D_1^2} \quad (1)$$

– l'indice de jeu intérieur C_i relie le diamètre intérieur de la trousse coupante au diamètre intérieur du carottier, il permet de contrôler les actions du frottement lors du remplissage du carottier :

$$C_i = \frac{D_3 - D_1}{D_1} \quad (2)$$

– l'indice de jeu extérieur C_o contrôle le frottement extérieur, il relie le diamètre extérieur du carottier au diamètre extérieur de la trousse coupante :

$$C_o = \frac{D_2 - D_4}{D_4} \quad (3)$$

– α est l'angle de biseau de la trousse, c'est l'angle d'attaque du carottier ;

– L_i est la longueur utile du tube de carottage ;

– L_i/D_1 est le rapport de la longueur utile du tube de carottage au diamètre intérieur de la trousse ; c'est l'élançement maximal de l'échantillon.

Pour réaliser le prélèvement dans des conditions optimales, il est nécessaire de respecter les recommandations sur les dimensions des carottiers. Plus la paroi du carottier est mince, et plus l'angle de l'attaque de la trousse est petit, plus le remaniement est faible. Hvorslev (1949) a donné une valeur maximale de 15 % à l'indice de surface C_a et une valeur maximale de 10 degrés à l'angle α . Lors du fonçage, la carotte subit une compression longitudinale. Le frottement latéral de la carotte à l'intérieur de l'étui peut être réduit par une faible différence entre le diamètre intérieur de la trousse et le diamètre intérieur de l'étui et par un élançement L_i/D_1 peu élevé. Le jeu intérieur C_i est compris, en général, entre 0,5 et 1,5 % et l'élançement est limité à 10. Pour réduire le frottement latéral sur la paroi extérieure, les carottiers peuvent avoir un diamètre extérieur de la trousse plus grand que le diamètre extérieur du tube carottier ; le diamètre du bossage antifrottement est défini par l'indice du jeu extérieur C_o qui peut atteindre 2 à 3 % dans certains cas.

Les autres recommandations géométriques données par Hvorslev (1949) pour diminuer le remaniement sont les suivantes :

– un diamètre des échantillons D_1 : 75 mm pour les essais de routine, 100 à 150 mm pour les essais particuliers ;

– le prélèvement par fonçage doit être réalisé rapidement et de façon continue, et l'échantillon de sol doit être préservé du contact de l'eau de forage.

En fait, malgré les précautions prises lors du prélèvement, il arrive que l'échantillon porte des traces de remaniement, principalement en parties haute et basse de la carotte et à la périphérie. L'essai en laboratoire se fait alors sur une partie médiane et interne de la carotte exempte de traces visibles de remaniement. Ceci impose un diamètre minimal de carottage en rapport avec les dimensions des échantillons d'essai. En pratique, pour une éprouvette d'essai de 70 mm de diamètre, on prélèvera au moins un échantillon de 80 mm pour permettre d'éliminer cette zone périphérique remaniée, avec une longueur maximale du carottier de l'ordre de 80 cm.

Une étude réalisée sur des sols cohérents meubles prélevés avec des carottiers à piston stationnaire de différents diamètres (50 mm, 63 mm, 80 mm et 100 mm), a permis à Lemasson *et al.* (1975) de constater, en haut de la carotte, une diminution de la densité apparente qui peut aller jusqu'à 10 % de la valeur moyenne et une diminution de la cohésion non drainée de 40 % de sa valeur moyenne. Ils ont alors défini les limites des zones intactes le long des carottes prélevées, en précisant, en fonction de l'élançement du carottier et de son diamètre, les longueurs des zones remaniées en haut et en bas de la carotte. Ainsi, avec ces carottiers, une longueur minimale de quatre diamètres est remaniée en haut de la carotte et une longueur minimale d'un diamètre est remaniée en bas de la carotte.

Procédure de mise en œuvre du carottier à piston stationnaire (CPS)

Le carottier à piston stationnaire, est le moyen de prélèvement des argiles molles le plus utilisé. Il est recommandé pour le prélèvement d'échantillons de classe 1, de sols fins de consistance molle à ferme (norme XP P 94-202, 1995). Les carottiers à piston stationnaire classiques ont un diamètre de 80 mm ou 100 mm. Ce sont des carottiers à paroi mince constitués d'un tube carottier gainé intérieurement d'un étui en plastique, pour le conditionnement des échantillons, et dans lequel coulisse un piston. Ce dernier obture le carottier pendant son enfoncement jusqu'à la cote où doit commencer le carottage ; il assure en plus une étanchéité en partie haute du prélèvement ce qui évite de perdre la carotte lors de la remontée de l'ensemble.

Pendant la phase de mise en place, le piston est verrouillé à la base du tube carottier, c'est ainsi que le carottier est descendu dans le trou de forage jusqu'à la cote de prélèvement (Fig. 3a).

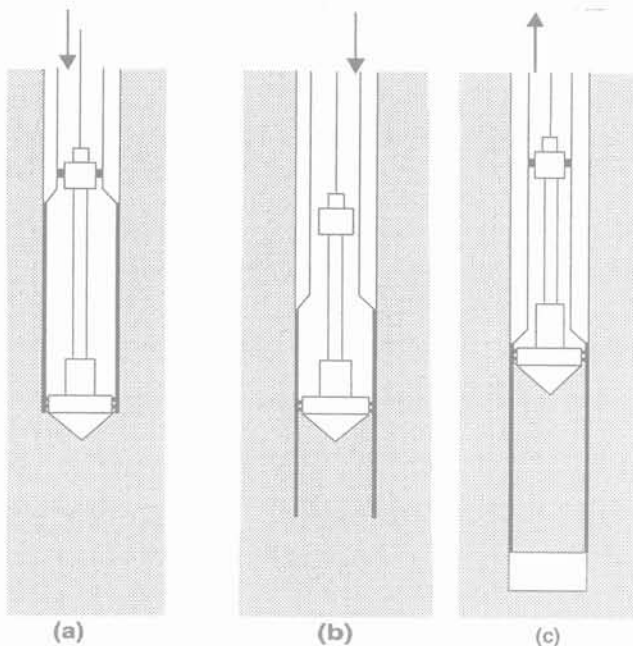


FIG. 3 Phases de manœuvre du carottier à piston stationnaire.
Procedure stages of stationary piston sampler.

Cette technique permet d'éviter que du sol indésirable se retrouve à l'intérieur du carottier et permet de connaître le niveau exact des prélèvements. Au début du carottage, le piston est désolidarisé du tube et est maintenu fixe, pendant que le carottier prélève le sol (Fig. 3b). Une fois la profondeur voulue atteinte, le piston et le tube carottier sont à nouveau solidarisés (Fig. 3c).

Après la remontée de l'ensemble du carottier à la surface, l'échantillon est extrait avec son étui. Une fois le prélèvement récupéré, il est numéroté, étiqueté et fermé hermétiquement avec un mélange de vaseline et de cire et des bouchons aux deux extrémités. Les étuis ainsi fermés sont ensuite placés verticalement dans des caisses habillées de mousse afin que le transport ne

détruit pas le matériau par vibrations. Au laboratoire, au moment de l'essai, l'échantillon est extrait de l'étui en découpant le tube suivant deux génératrices.

Procédure de mise en œuvre du carottier Laval (Laval 200)

Le carottier de gros diamètre Laval 200, qui a été utilisé, est un carottier semblable en tout point à celui développé à l'université Laval au Québec (La Rochelle *et al.*, 1981). Ce carottier permet de prélever des échantillons de sols cohérents de 200 mm de diamètre. Il est constitué de deux tubes : un tube intérieur, qui est l'outil de prélèvement, terminé à sa partie inférieure par une trousse coupante d'angle de biseau 5°, et un tube extérieur équipé à sa partie inférieure d'une couronne dentée qui permet de désagréger le sol autour du tube intérieur. Les deux tubes sont rendus solidaires lors de la descente du carottier au niveau du prélèvement et lors de la remontée de l'échantillon vers la surface.

Les opérations de prélèvement au moyen du carottier Laval sont réalisées comme suit :

- descente du carottier dans le forage jusqu'au niveau du prélèvement (Fig. 4a) ;
- désolidarisation des deux tubes intérieur et extérieur et fonçage du tube intérieur seul (Fig. 4b) ;
- descente du tube extérieur entraîné en rotation jusqu'à ce que la base de la couronne dépasse l'extrémité de la trousse coupante d'environ 2 cm. Cette rotation est accompagnée par l'injection du liquide de forage (en général de l'eau claire) entre le tube intérieur et le tube extérieur afin d'entraîner vers la surface l'argile désagrégée qui entoure le tube intérieur (Fig. 4c) ;
- reverrouillage du carottier et fermeture étanche de l'évent du tube intérieur puis remontée du carottier vers la surface (Fig. 4d).

Après remontée du carottier, l'échantillon est extrait du tube intérieur par extrusion sur le site puis découpé en morceaux de 20 cm de hauteur. Les morceaux sont placés sur des plaques de contre-plaqué « marine »,

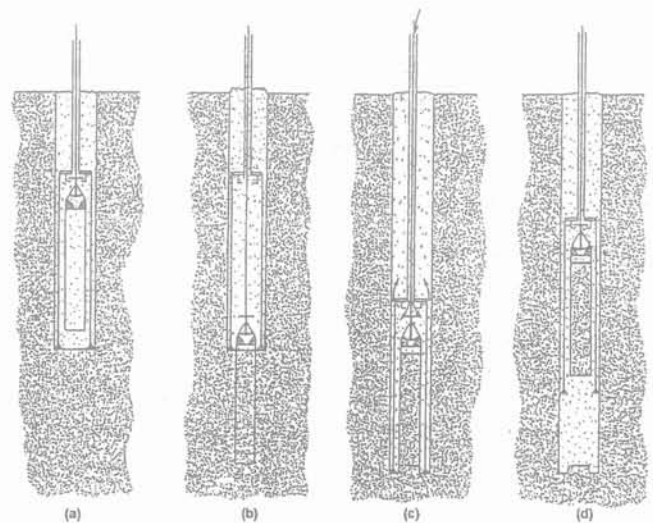


FIG. 4 Principe de fonctionnement du carottier Laval (d'après La Rochelle *et al.*, 1981).
Procedure stages of Laval sampler.

préalablement enduites de mélange de paraffine et recouvertes de papier film. Ensuite, les morceaux sont eux-mêmes enveloppés dans du papier film et recouverts d'un mélange de paraffine et d'huile de vaseline en trois couches minimum dans le but d'assurer une bonne étanchéité. Une fois étiquetés, les échantillons sont transportés dans des caisses où ils reposent sur de la mousse synthétique servant d'amortisseur contre les vibrations et les chocs.

3

Incidence de la procédure de prélèvement

3.1

Caractéristiques générales du site de Cran

Pour réaliser cette étude expérimentale le choix s'est porté sur le site du pont de Cran (franchissement de la Vilaine, en aval de Redon). À Cran, la rive droite est constituée par un dépôt récent d'argile molle marine de 17 m d'épaisseur reposant sur un substratum rocheux (schiste et phanites). Les caractéristiques géotechniques moyennes des couches de sols identifiées dans le site de Cran sont indiquées dans le tableau II. L'argile de Cran contient environ 40 à 50 % d'éléments inférieurs à 2 μm , la fraction fine étant surtout composée de montmorillonite, d'illite et de kaolinite en proportion plus faible. D'une manière générale, l'argile de Cran est grise et contient des fibres végétales (roseaux) presque toujours verticales.

3.2

Le réalésage du forage

Lors des prélèvements à l'aide du carottier à piston stationnaire CPS, nous avons constaté sur le chantier que du sol pénètre spontanément dans le carottier dès le déverrouillage du piston et ceci avant le début du fonçage. Durant la descente du carottier fermé par le piston jusqu'à la cote de la fin du prélèvement précédent, le sol provenant des parois de forage est refoulé latéralement et comprimé sous le piston (Fig. 5a). Ceci risque d'entraîner plus bas les terrains supérieurs, déformant ainsi la stratification naturelle (Fig. 5b). Le déverrouillage du piston libère ce sol comprimé qui pénètre à l'intérieur du carottier (Fig. 5c).

Le sol qui pénètre ainsi spontanément dans le carottier a toutes les chances d'être remanié. Si on ne tient pas compte lors du fonçage de cette remontée initiale de sol, du sol intact carotté se trouve comprimé à l'intérieur du carottier lorsque, vers la fin du fonçage, le carottier est déjà plein. La carotte est alors remaniée par compression longitudinale, rendant ainsi incertaines les propriétés mécaniques mesurées. De plus, la phase finale du fonçage se poursuivant avec un carottier complètement rempli de sol, l'outil agit alors comme un gros pénétromètre sur les couches de sol sous-jacentes qui sont perturbées avant leur carottage (Fig. 5d).

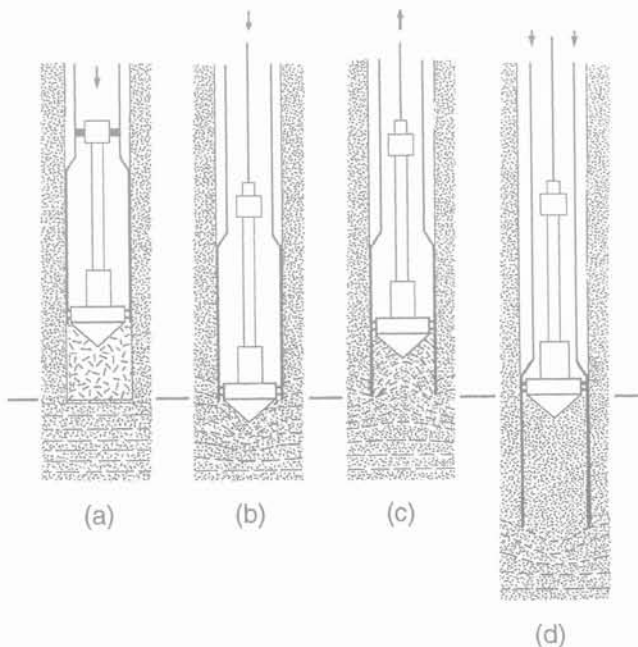


FIG. 5 Schéma explicatif du comportement du sol lors du prélèvement au carottier à piston stationnaire.

Comportment of soil during sampling with a stationary piston sampler.

Dans le cadre de travaux de recherche (Bat, 1999), nous avons relevé lors d'un sondage (K7), avec le carottier CPS de diamètre 80 mm, sur le site de Cran, les différentes hauteurs de sol pénétrant spontanément dans le carottier lors du déverrouillage du piston.

Cette hauteur du sol peut être supérieure à 10 cm. Les plus grandes hauteurs ont été constatées en profondeur avec 16 cm à 6,80 m. Sur ce site au-delà de 8,40 m le sol devient plus consistant, la remontée du sol est alors plus faible (Fig. 6).

TABLEAU II Caractéristiques géotechniques moyennes du sol de Cran. Geotechnical properties of Cran site

Couche Profondeur	w (%)	w _l (%)	I _p	ρ_u (Mg/m ³)	e	MO (%)	C _u (kPa)	C _c	σ'_p (kPa)	σ'_{vs} (kPa)	c' - ϕ (kPa - degré)
1 0 à 2 m	48	75	30	1,10	1,3	1	45	0,45	160	7	
2 2 à 4 m	108	125	82	0,66	2,9	3	15	1,64	25	16	0,0-30
3 4 à 8 m	64	70	31	0,93	1,8	2	40	0,70	96	30	
4 8 à 17 m	73	87	47	0,91	1,7	4	39	0,85	105	67	0,0-34

Effet de la méthodologie de mise en œuvre du carottage

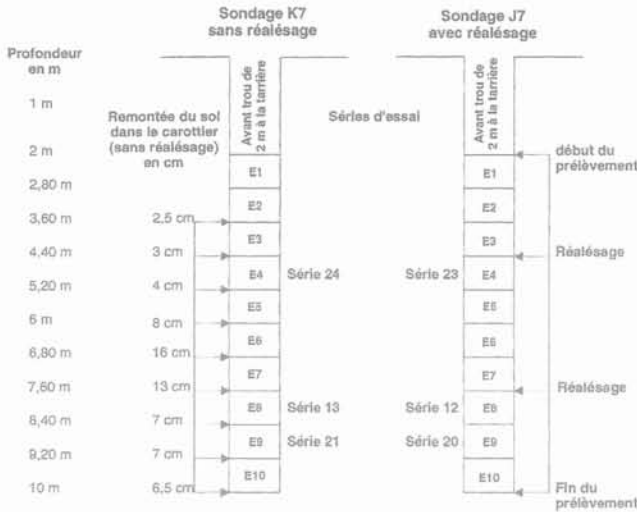


FIG. 6 Récapitulatif des remontées de sol et des séries d'essais dans les sondages au CPS avec et sans réalésage.

Effect of sampling procedure with a stationary piston sampler.

Pour éviter cette remontée de sol dans le carottier avant le début de fonçage, nous proposons de réaliser les sondages au carottier CPS, en procédant au préalable à un réalésage à la tarière, afin de nettoyer le trou de forage du sol indésirable et de s'assurer avec précision des niveaux de prélèvement des carottes. La figure 7 montre les différentes étapes à suivre afin de prélever le sol dans les meilleures conditions.

Après un prélèvement, les pertes géométriques provenant des parois encroûtent le trou de forage (Fig. 7a). On procède alors au réalésage à la tarière de 152 mm de diamètre (Fig. 7b). Le forage est alors prêt pour le prélèvement (Fig. 7c). À noter que pour éviter les gradients hydrauliques importants qui viendraient perturber le sol en fond de forage, il importe de maintenir un niveau d'eau dans le forage identique au niveau de la nappe.

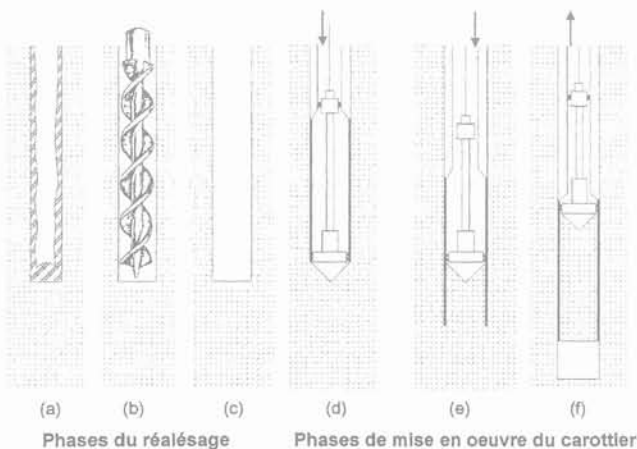


FIG. 7 Les différentes étapes avec réalésage à la tarière lors du carottage au CPS.

Procedure stages of a stationary piston sampler with a clean-out auger.

Dans le but de voir si le réalésage du forage, réduisant la remontée spontanée du sol lors du déverrouillage du piston, améliore la qualité des prélèvements avec le carottier à piston stationnaire (CPS 80), on a effectué sur le site de Cran différentes séries d'essais sur des échantillons prélevés dans les deux sondages K7 (sans réalésage) et J7 (avec réalésage). Les différentes séries d'essais ont été réalisées sur des prélèvements qui avoisinent la cote où a été effectué le réalésage (Fig. 6). Les séries 23, 24, 12 et 13 englobent des essais œdométriques dans la partie haute et la partie basse de la carotte et des essais UU. Les séries 20 et 21 comportent des mesures de cohésion au scissomètre de laboratoire, le long des carottes (échantillons E9, des deux sondages K7 et J7, Fig. 6). Les résultats de ces séries d'essais permettent de comparer la variation des paramètres de résistance et de compressibilité dans les deux types de sondages (avec ou sans réalésage).

Pour caractériser la déstructuration des échantillons d'argile molle de Cran, due à la mise en œuvre du carottier, on utilise les paramètres suivants :

- la déformation verticale sous le poids des terres ε_{vo} (en %) à l'œdomètre donnée par la formule (4) avec e_i l'indice des vides initial de l'éprouvette et e_o l'indice sous le poids des terres. C'est la déformation de l'échantillon prélevé, lorsque la contrainte verticale en place lui est à nouveau appliquée. Plus le remaniement est grand plus la valeur de ce paramètre sera élevée. A l'Institut norvégien de géotechnique (Lacasse et Berre, 1988), des déformations ε_{vo} inférieures à 2 % attestent de la bonne qualité des échantillons d'argiles molles prélevés :

$$\varepsilon_{vo} = \frac{e_i - e_o}{e_i} \quad (4)$$

- la cohésion non drainée au scissomètre de laboratoire c_{us} (en kPa) ;

- la déformation de rupture ε_r (en %), elle augmente avec le remaniement et peut servir d'indice de la qualité des échantillons. Des déformations $\varepsilon_r > 4\%$ signifient que les échantillons sont de qualité moindre ;

- la cohésion non drainée c_u (en kPa) diminue avec le remaniement ;

- le module de déformation E_{50} (en MPa) représente le module sécant à la mi-rupture. Il diminue avec le remaniement et il est plus indicatif et plus sensible à l'effet du remaniement que les critères de résistance (ε_r , c_u). Les critères ε_r , E_{50} et c_u sont déterminés à l'issue des essais à l'appareil triaxial non drainé non consolidé (UU).

3.3.1

Incidence sur les paramètres de compressibilité et de consolidation

Le récapitulatif des principales caractéristiques initiales des éprouvettes œdométriques des différentes séries 23, 24, 12 et 13 est donné dans le tableau III. L'analyse de ces données conduit aux observations sui-

TABLEAU III Caractéristiques initiales des éprouvettes œdométriques des séries 12, 13, 23 et 24
Initial characteristics for oedometric samples

Carottier	Série	Œdomètre n°	Caractéristiques initiales				
			Profondeur (m)	σ'_{vo} (kPa)	ρ (Mg/m ³)	W (%)	e_i
Avec réalésage	23	64 (Haut)	4,5	28	1,5	91	2,3
	23	65 (Bas)	4,9	30	1,4	110	2,8
	12	47 (Haut)	7,8	45	1,5	84	2,1
	12	46 (Bas)	8,3	48	1,4	104	2,7
Moyenne	*	*	6,4	38	1,4	97	2,5
Sans réalésage	24	66 (Haut)	4,5	28	1,5	85	2,2
	24	67 (Bas)	5,0	31	1,5	77	1,9
	13	49 (Haut)	7,7	45	1,4	64	2,0
	13	48 (Bas)	8,2	47	1,5	93	2,3
Moyenne	*	*	6,4	38	1,5	80	2,1

vantes : l'indice des vides e_i pour le sondage avec réalésage varie entre 2,1 et 2,8, pour des teneurs en eau variant entre 84 et 110 % alors que l'indice des vides du sondage non réalésé varie entre 1,9 et 2,3 pour des teneurs en eau variant entre 64 et 93 %. Ces données montrent une dispersion spatiale naturelle assez élevée sur le site.

Dans les deux sondages, on constate des écarts de teneur en eau de plus de 20 points à même profondeur, ces écarts attestent d'une différence de comportement et d'une variabilité naturelle du massif argileux de Cran. En effet les argiles molles de Cran ont une histoire source de discontinuité et d'hétérogénéité. Ces discontinuités sont liées au processus de sédimentation et de consolidation et aux mouvements subit par les terres lors de l'évolution des estuaires et des creusements des cours d'eau. Cette hétérogénéité permet d'expliquer que des échantillons prélevés à la même profondeur ont des propriétés physiques et mécaniques différentes.

Néanmoins, en dépit de la dispersion naturelle des caractéristiques du sol en place, nous constatons un effet du réalésage du forage sur la qualité des échantillons prélevés. En comparant des éprouvettes de même état initial, le prélèvement avec réalésage donne des déformations sous le poids des terres ϵ_{vo} plus faible

(tableau IV : œdomètres 64 et 66 de déformations respectives 1,1 et 3,5 %) ; cela indique que le réalésage du forage améliore la qualité des prélèvements.

L'examen des courbes normalisées de compressibilité des essais œdométriques œdomètre 64 (avec réalésage) et œdomètre 66 (sans réalésage) montre que l'absence de réalésage modifie l'état du sol dans la carotte. Le sol dans le haut de la carotte des prélèvements sans réalésage a subi lors du carottage une forte compression, suivie d'un relâchement après déverrouillage du piston. Lorsqu'on désolidarise le piston du carottier avant fonçage, les couches de sol comprimées sous le piston et qui proviennent des parois du forage remontent dans le carottier, ceci constitue la partie haute de l'échantillon fortement remaniée. Ce sol, provenant de couches plus élevées, comparé au sol qui est prélevé à des niveaux plus bas accuse un état de surconsolidation plus faible. On constate un écart de σ'_p de 37 % entre les œdomètres 64 et 66 (respectivement $\sigma'_p = 78$ kPa et $\sigma'_p = 49$, tableau IV).

D'autre part, dans le domaine normalement consolidé et précisément pour la contrainte $\sigma'_v = 100$ kPa, la comparaison des deux modules œdométriques de l'œdomètre 64 (avec réalésage) et l'œdomètre 66 (sans réalésage) montre un écart entre les modules $E_{œd}$ de 45 % (respectivement $E_{œd} = 1\ 814$ MPa et

TABLEAU IV Effet du réalésage sur les paramètres de compressibilité et de consolidation (séries : 12, 13, 23 & 24)
Effect of clean procedure on compressibility and consolidation properties of samples (series 12, 13, 23 & 24)

Carottier	Série	Œdomètre n°	Paramètres de compressibilité et de consolidation							
			C_s	C_c	e_o	σ'_{pD} (kPa)	ϵ_{vD} (%)	$E_{œd}$ (MPa)	R_{oc}	C_v ($\times 10^{-8}$ m ² /s)
Avec réalésage	23	64 (Haut)	0,02	1,1	2,3	78	1,1	1814	2,8	10
	23	65 (Bas)	0,05	1,5	2,8	64	1,1	905	2,3	4
	12	47 (Haut)	0,02	1,0	2,1	68	2,8	1351	1,5	19
	12	46 (Bas)	0,04	1,3	2,6	55	6,3	857	1,2	5
Moyenne	*	*	0,03	1,2	2,5	66	2,8	1 232	1,9	10
Sans réalésage	24	66 (Haut)	0,02	0,9	2,2	49	3,5	988	1,8	4
	24	67 (Bas)	0,01	0,9	1,9	139	1,9	4855	4,5	20
	13	49 (Haut)	0,02	0,9	1,9	61	5,4	1456	1,4	3
	13	48 (Bas)	0,04	1,2	2,2	75	3,0	1577	1,6	4
Moyenne	*	*	0,02	1,0	2,1	81	3,5	2 219	2,3	8

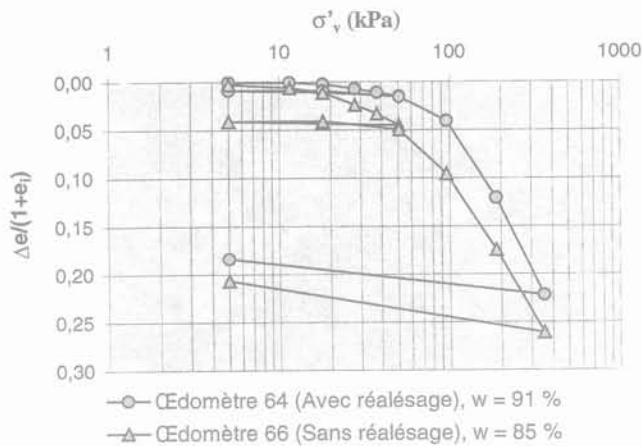


FIG. 8 Effet du réalésage sur les courbes de compressibilité.
Effect of clean procedure on compressibility curves.

$E_{\text{œd}} = 988 \text{ MPa}$). Finalement, l'absence du réalésage entraîne un état de déstructuration visible qui se traduit par des modules œdométriques faibles, des déformations sous le poids des terres élevées et des contraintes de préconsolidation sous-estimées.

3.3.2

Incidence sur les paramètres de résistance au cisaillement

L'effet du réalésage sur les paramètres de rigidité et de résistance a été analysé suivant deux démarches. La première consiste à comparer les résultats des essais UU réalisés sur des éprouvettes qui avoisinent la cote du réalésage (séries 12, 13, 23 et 24 de la figure 6) ; la deuxième démarche consiste à comparer le long de deux carottes issues des sondages avec réalésage et sans réalésage les valeurs de la cohésion non drainée au scissomètre de laboratoire.

Les résultats d'essais UU à l'appareil triaxial, réalisés sur les prélèvements avec et sans réalésage (respectivement J7 et K7), sont regroupés dans le tableau V. Les différentes éprouvettes présentent un même état de rupture à savoir une rupture en plan de cisaillement franc.

L'examen du tableau V semble confirmer que le réalésage du forage, avant le fonçage du carottier, améliore la qualité des prélèvements. Les éprouvettes de sol issues du sondage avec réalésage donnent des modules de déformations moyens plus élevés, de l'ordre du double ($E_{50} = 8 \text{ MPa}$ et $E_{50} = 4 \text{ MPa}$) et des déformations à la rupture moyennes ϵ_r plus faibles ($\epsilon_r = 1,5 \%$ et $\epsilon_r = 2,6 \%$). Les valeurs rassemblées dans le tableau V montrent que la résistance au cisaillement varie peu pour cette sélection d'éprouvettes. Néanmoins l'effet du réalésage sur la cohésion non drainée et sur les paramètres déformabilité peut être vu en comparant des éprouvettes de même état initial (même teneur en eau initiale). On constate alors qu'en l'absence du réalésage, la résistance au cisaillement c_u , ainsi que le module déformation E_{50} sont plus faibles et, que la déformation à la rupture est plus importantes (exemple : S23 UU2 et S24 UU2 avec respectivement $\epsilon_r = 1,7 \%$ et $\epsilon_r = 3,6 \%$).

Des séries d'essais au scissomètre de laboratoire (séries 20 et 21, Fig. 6) ont été réalisées, sur des prélèvements issus des deux sondages (réalésé et non réalésé) espacés de 2,50 m. Ces mesures ont été effectuées tous les 10 cm sur le matériau contenu dans son étui, en évitant ainsi les inconvénients qui peuvent résulter des différentes opérations d'extraction et de taille des éprouvettes. La comparaison des profils de teneur en eau (Fig. 9a) montre une différence de teneur en eau moyenne entre les deux carottes de l'ordre de 20 points ; ceci correspond à la dispersion spatiale sur le site et permet de constater que des échantillons prélevés à la même profondeur ont des propriétés physiques différentes et donc des comportements mécaniques différents. Néanmoins, la figure 9b montre un effet du réalésage sur la résistance : on remarque que le prélèvement avec réalésage (série 20) montre une faible variation de la cohésion scissométrique le long de la carotte : le rapport de la cohésion centrale (au milieu de la carotte) sur les valeurs des cohésions le long de la carotte varie entre 0,7 et 1,1 pour cette série réalésée et dans une fourchette plus élevée pour la série 21 non réalésée, entre 0,2 et 1,4. La différence de la cohésion moyenne entre les deux carottes est attribuée à la différence des teneurs initiales et donc à une différence du comportement du sol. En comparant les hauts des deux prélèvements s'avérant avoir un même état initial (même teneur en eau initiale), on constate que le réalésage

TABLEAU V Résultats des essais UU CPS 80 (Avec et sans réalésage)
UU Tests results (with and without cleaning)

Échantillon	Profondeur (m)	w (%)	ρ (Mg/m^3)	ϵ_r (%)	c_u (kPa)	ϵ_{50} (%)	E_{50} (MPa)	
S23 UU3	4,7	81	1,49	0,8	12	0,1	11	Avec réalésage (J7)
S23 UU2	4,8	99	1,46	1,7	18	0,4	4	
S12 UU2	8,2	92	1,47	1,8	31	0,5	6	
S12 UU3	8,2	92	1,47	1,8	45	0,5	9	
Moyenne	6,5	91	1,47	1,5	27	0,4	8	
S24 UU4	4,7	118	1,36	2,3	23	0,4	5	Sans réalésage (K7)
S24 UU2	4,9	102	1,45	3,6	12	0,6	2	
S24 UU1	5,0	115	1,41	3,6	25	0,9	3	
S13 UU3	7,8	105	1,44	2,2	22	0,6	4	
S13 UU2	7,9	92	1,44	2,8	43	0,7	6	
Moyenne	6,1	106	1,42	2,9	25	0,6	4	

S24 UU4 : Série 24 et éprouvette UU4.

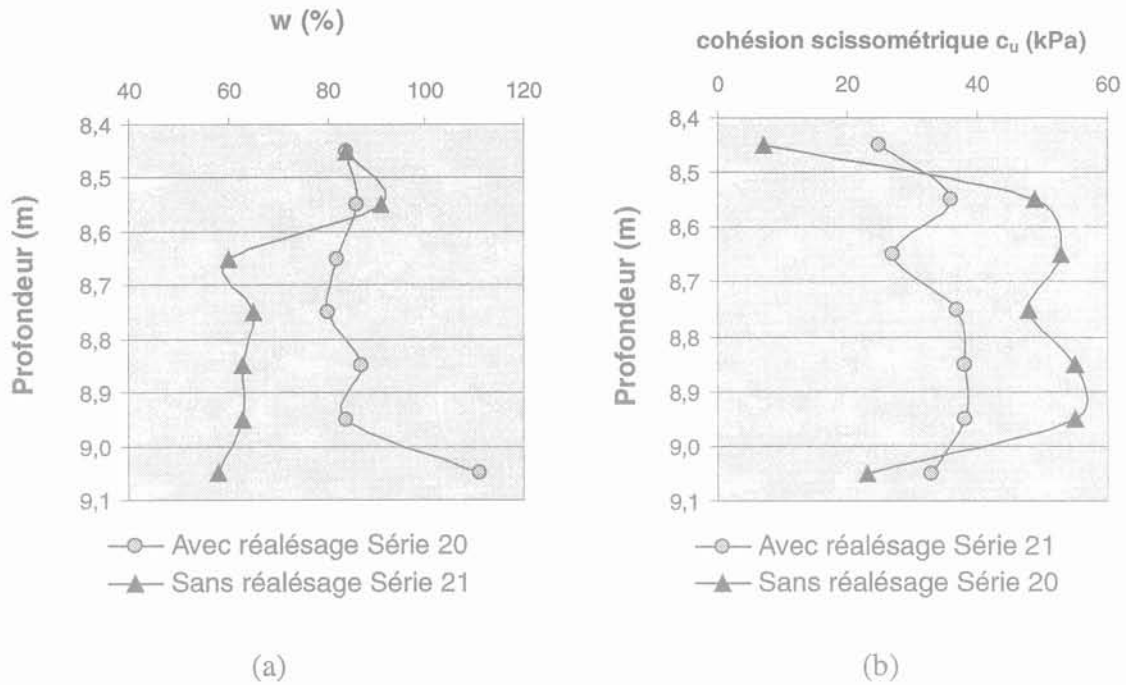


FIG. 9 Variation de la teneur en eau et de la cohésion scissométrique le long des carottes dans les sondages réalésé et non réalésé.
Water content and undrained cohesion (vane test).

sage donne une cohésion scissométrique plus grande et donc une meilleure qualité.

On constate donc une influence de la mise en œuvre du carottage au piston stationnaire sur la compressibilité du sol et donc sur la qualité globale des prélèvements. Ces conclusions seraient vraisemblablement encore plus marquées si le réalésage avait été effectué avant chaque carottage, ce qui n'est pas le cas sur ces prélèvements (Fig. 6).

3.4

Comparaison des carottiers cps et Laval 200

Dans le but d'étudier l'influence de l'outil de prélèvement sur les paramètres de résistance et de rigidité, des essais UU à l'appareil triaxial ont été réalisés sur des échantillons prélevés sur le site de Cran, par les deux carottiers : le CPS 80 et le carottier Laval 200.

Les variations des principaux paramètres de résistance et de rigidité ϵ_r , c_u et E_{50} dans le sondage Laval 200 et le CPS 80 (Fig. 10) permettent d'évaluer la déstructuration par effet de remaniement dû à l'outil de prélèvement. On constate, en profondeur, un écart moyen du module de déformation E_{50} de plus de 50 % (Fig. 10c), entre le CPS 80 et le Laval 200. Les valeurs moyennes des déformations en profondeur sont plus faibles (Fig. 10a) : pour le Laval 200 ($\epsilon_r = 1,7$ % à 8 m de profondeur) comparé au CPS 80 ($\epsilon_r = 2,6$ % à 8 m de profondeur). La figure 10b indique un léger écart entre la cohésion moyenne dans les deux sondages : la cohésion moyenne non drainée c_u des échantillons Laval 200 est plus élevée que les valeurs moyennes du CPS 80, mais dans une faible proportion (Fig. 10b). Ces résultats indiquent globalement que le carottier Laval 200 donne des échantillons de meilleure qualité que le

carottier CPS 80. Ce sont surtout les modules de déformation qui sont affectés, les valeurs moyennes allant pratiquement du simple au double suivant le type de carottier.

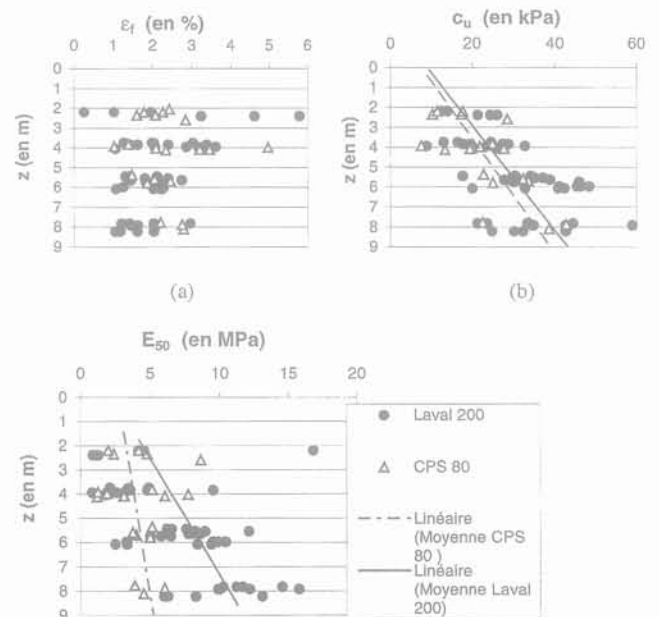


FIG. 10 Variations des paramètres de déformabilité et de résistance en fonction de la profondeur pour le Laval 200 et le CPS.
Strength characteristics of piston-type and Laval samplers.

Conclusion

Ces résultats d'essais ont permis de confirmer, entre autres, quelques aspects classiques de comportement des sols compressibles déjà vérifiés sur certaines argiles molles naturelles. On observe des variations significatives de la nature des sols et de leur résistance quand on passe d'un sondage à l'autre mais aussi d'un échantillon à l'autre, ce qui n'est pas sans conséquences sur la fiabilité des conclusions que l'on peut tirer des comparaisons faites entre les différents essais. La dispersion spatiale des caractéristiques du sol sur ce site est plutôt élevée.

Néanmoins, il apparaît que l'effet de la mise en œuvre du carottier à piston stationnaire, notamment le fait de réalésage le forage avant un nouveau fonçage et le maintien du niveau d'eau dans le forage réduit le remaniement du sol dans les parties hautes et basses des carottes. En l'absence de réalésage, le sol subit un compactage en bas des carottes. Avant de commencer le

carottage, le sol pénétrant spontanément dans le carottier, lors du déverrouillage du piston, conduit à une partie haute de l'échantillon déstructurée avec un état plutôt lâche. Si ce remplissage du carottier n'est pas pris en compte dans la longueur de fonçage, le bas de la carotte et le sol sous-jacent sont fortement comprimés et donc déstructurés. Les critères de qualité, notamment les déformations sous le poids des terres à l'œdomètre, les modules de déformation et les déformations à la rupture attestent d'une meilleure qualité des échantillons lorsque ceux-ci sont issus de sondages réalisés. Ce phénomène de remontée du sol est assez généralisé sur les chantiers ; il doit être pris en compte dans un mode opératoire du prélèvement au carottier à piston stationnaire.

Par ailleurs, on constate qu'en profondeur les prélèvements d'argile molle de Cran effectués avec le carottier Laval 200 sont moins remaniés que ceux provenant du carottier à piston stationnaire standard. Les écarts relatifs moyens entre les modules de déformation sont pratiquement de 1 à 2. Il est primordial de choisir le matériel adéquat en fonction des objectifs de l'étude géotechnique.

Bibliographie

- Bat A. – « Incidence des procédures de prélèvement et des procédures d'essais sur les paramètres géotechniques mesurés ». Thèse de doctorat en génie civil, université de Caen, 182 p., annexes 235 p., 1999.
- Hvorslev M.J. – « Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes ». US Army Engineers. The Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, (available from Engineering Foundation, New York), 521 p., 1949.
- Idel K.H., Muhs H., Von Soos P. – « Proposal for quality-classes in soil sampling in relation to boring methods and sampling equipment ». Proceedings for the Speciality Session 1, « Soil Sampling », Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, 1969, p.11-14.
- Lacasse S., Berre T. – « Triaxial testing methods for soils ». Proc. of the Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soils and Rocks, Louisville, Kentucky, state-of-the-art Paper, 1986, p. 264-289.
- La Rochelle P., Lefebvre G. – « Sampling disturbance in Champlain clays ». Sampling of Soil and Rock, American Society for Testing and Materials, STP 483, 1981, p. 143-163.
- Le Masson H., Macé Y. – « À propos de la représentativité des échantillons prélevés aux carottiers à piston stationnaire et par la technique du Cobra ». *Bulletin de liaison des LPC*, n° 78, juillet-août 1975, p. 83-93.
- XP P 94-202 – « Sols : reconnaissance et essais. Prélèvement des sols et des roches. Méthodologie et procédures ». Norme expérimentale de l'Afnor P 94-070. 21 p., 1995.

Regard sur le passé de la géotechnique

J.-L. BORDES

20, rue de Madrid
75008 Paris

Résumé

Dans l'esprit d'une rétrospective propre à la fin du siècle, on s'est proposé de regarder l'histoire de la géotechnique, bien connue par ailleurs, en considérant tout spécialement l'évolution de ses pratiques expérimentales et de la notion de laboratoire depuis le XVIII^e jusqu'à la première moitié du XX^e siècle. La relation de leur développement avec les progrès des connaissances, et l'amélioration des procédés de construction, est tout particulièrement soulignée. En même temps, on a mis en évidence l'ancienneté et l'importance de l'augmentation des moyens de diffusion du savoir, livres et publications, sociétés savantes, des différents modes de transferts technologiques au nombre desquels les voyages et les congrès, tous d'autant plus efficaces que la formation initiale des hommes par l'école a été bien faite.

Looking back over the history of geotechnics

Abstract

As befits the end of the millennium, we take a look back over the history of geotechnics. In general terms its history is known, but we focus here on the evolution of experimental practice and the very notion of laboratories from the 18th century through to the middle of the 20th. Particular stress is put on the relationship between their development as knowledge improved and the improvement of construction methods. In so doing, we also underscore the importance – and indeed the very age of the practice – of making knowledge more widely available, through books, magazines, and learned societies, and of the different methods of transferring technological know-how, through trips and conferences. All these methods of enhancing knowledge have always derived the greatest benefit from the soundest basic academic grounding.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées dans un délai de trois mois après sa parution.

Introduction

S'intéresser au passé de la géotechnique, alors qu'il s'agit de célébrer le passage d'un millénaire à un autre, et d'esquisser à cette occasion des perspectives de progrès et de développement peut paraître paradoxal. Il n'en est rien, l'avenir ne prend toute sa signification qu'à la lumière du passé. Pour savoir où aller, encore faut-il connaître où l'on est, et d'où l'on vient. Nous nous proposons de rappeler brièvement ces origines, en insistant sur quelques faits en rapport avec la situation présente et celle que nous pouvons imaginer pour l'avenir.

L'ensemble des disciplines constituant le génie civil a été élaboré à partir du XVIII^e siècle, mais la mécanique des sols n'a été constituée en discipline à part entière qu'à partir des travaux de K. Terzaghi dans les années 20, et pleinement reconnue que depuis son premier congrès international tenu aux USA, à Cambridge, en 1936.

Il s'était pourtant passé beaucoup de choses avant. Les hommes avaient utilisé la terre comme support de leurs constructions ou comme matériaux constituant ces mêmes constructions avec ou sans addition d'autres matériaux tels que la pierre ou le bois, depuis des millénaires. Mais la modélisation du comportement de ces structures n'a guère commencé qu'au XVIII^e siècle, et il est d'usage de considérer que le mémoire de Coulomb est le document qui marque le début d'un processus de conceptualisation du comportement des sols qui continue sous nos yeux.

Cette histoire a déjà fait l'objet de publications nombreuses⁽¹⁾. Aussi nous souhaiterions ne pas recommencer un récit qui a été très bien fait par d'autres, et que nous utiliserons abondamment dans la suite de cet exposé.

Il nous a semblé intéressant de relire cette histoire en considérant celle des essais en place et en laboratoire et de l'observation des ouvrages, de façon à mettre en évidence leur articulation avec les méthodes de calculs qui traduisaient en langage mathématique les modélisations du comportement des structures. À cette histoire, nous rajoutons celle de la diffusion des connaissances, entre les différentes communautés techniques.

Si on laisse de côté toute la période de l'Antiquité, du Moyen Age et de la Renaissance, en suivant l'analyse qui en a été faite par Skempton, on peut distinguer quatre périodes, auxquelles nous ajouterons celle qui couvre le XX^e siècle après les travaux de Terzaghi :

(i) la période préclassique coïncidant avec le XVIII^e siècle ;

(ii) la première phase de la mécanique des sols classique inaugurée par Coulomb en 1774 ;

(iii) la seconde phase à partir des travaux de Darcy en 1856 ;

(iv) la première phase de la mécanique des sols moderne (1910-1927), à partir des travaux d'Atterberg ;

(v) la deuxième phase de la mécanique des sols modernes à partir des résultats des travaux de Terzaghi, qui s'étend jusqu'à nos jours.

Or, chacune de ces périodes a été marquée par d'importants travaux expérimentaux qui ont précédé ou accompagné l'élaboration des théories qui constituaient les outils nécessaires aux ingénieurs dans leur travail de conception et de réalisation des ouvrages. Aussi suivra-t-on la mise en place des pratiques et des structures d'études et de recherche qui, au fur et à mesure de l'avancement des connaissances, ont permis le recueil des mesures et observations sans lesquelles aucun progrès n'était possible.

En parallèle avec la division proposée par Skempton, on distinguera un temps d'avant les laboratoires qui couvre à peu près les deux premières parties, celle des laboratoires d'étude des matériaux qui comprend les deux parties suivantes, et enfin une troisième période qui commence après les travaux de Terzaghi. Par laboratoire, nous entendons la structure dans le sens le plus large du terme, dans laquelle peut se développer l'ensemble des pratiques expérimentales qui comprennent les essais sur échantillon, les essais sur modèle, les essais *in situ*, ainsi que le recueil des observations sur le comportement des ouvrages ou parties d'ouvrages.

Le temps d'avant les laboratoires (jusqu'au milieu du XIX^e siècle)

Ce temps englobe à la fois celui de la période préclassique et de la première phase de la mécanique des sols classique. La période préclassique couvre la plus grande partie du XVIII^e siècle. Elle ne faisait que continuer le siècle précédent par bien des aspects. Au cours de cette période, furent élaborées des théories empiriques sur la poussée des terres, fondées sur l'observation. Fixer un commencement est toujours délicat. Il en est ainsi de la première phase de la mécanique des sols classiques. Celui dont la postérité retient le nom, sans vouloir en diminuer les mérites, s'inscrit dans la continuité de l'accumulation d'un savoir auquel il va faire faire un bond à partir d'une analyse et d'une synthèse qu'il ne doit qu'à son talent, voire son génie. Mais la période à laquelle il intervient, l'urgence des progrès à faire, les conditions économiques et sociales de son époque, le matériau accumulé par ses prédécesseurs ne sont pas non plus indifférents à sa réussite.

C'est le cas du mémoire de Coulomb (1736-1806)⁽²⁾, qui n'a pas surgi du néant mais qui a été nourri d'un ensemble d'observations, d'essais et d'hypothèses, pour lesquels il faut citer les noms de Vauban (1633-

⁽¹⁾ On se reportera tout particulièrement aux comptes rendus du 11^e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations à San Francisco, tenu du 12 au 16 août 1985. Le volume du Jubilé sous le titre, *Le génie géotechnique, des origines à nos jours*, rassemble les textes des conférences prononcées par Jean Kérisel sur « l'histoire de l'ingénierie géomécanique jusqu'à 1700 », A.W. Skempton sur « l'évolution de la connaissance des sols de 1717 à 1927 », Ralph B. Peck sur « les soixante dernières années ».

Quatre autres publications sont à mentionner : Habib P. – « Histoire de la mécanique des sols ». *Cahiers de rhéologie*, mars 1991.

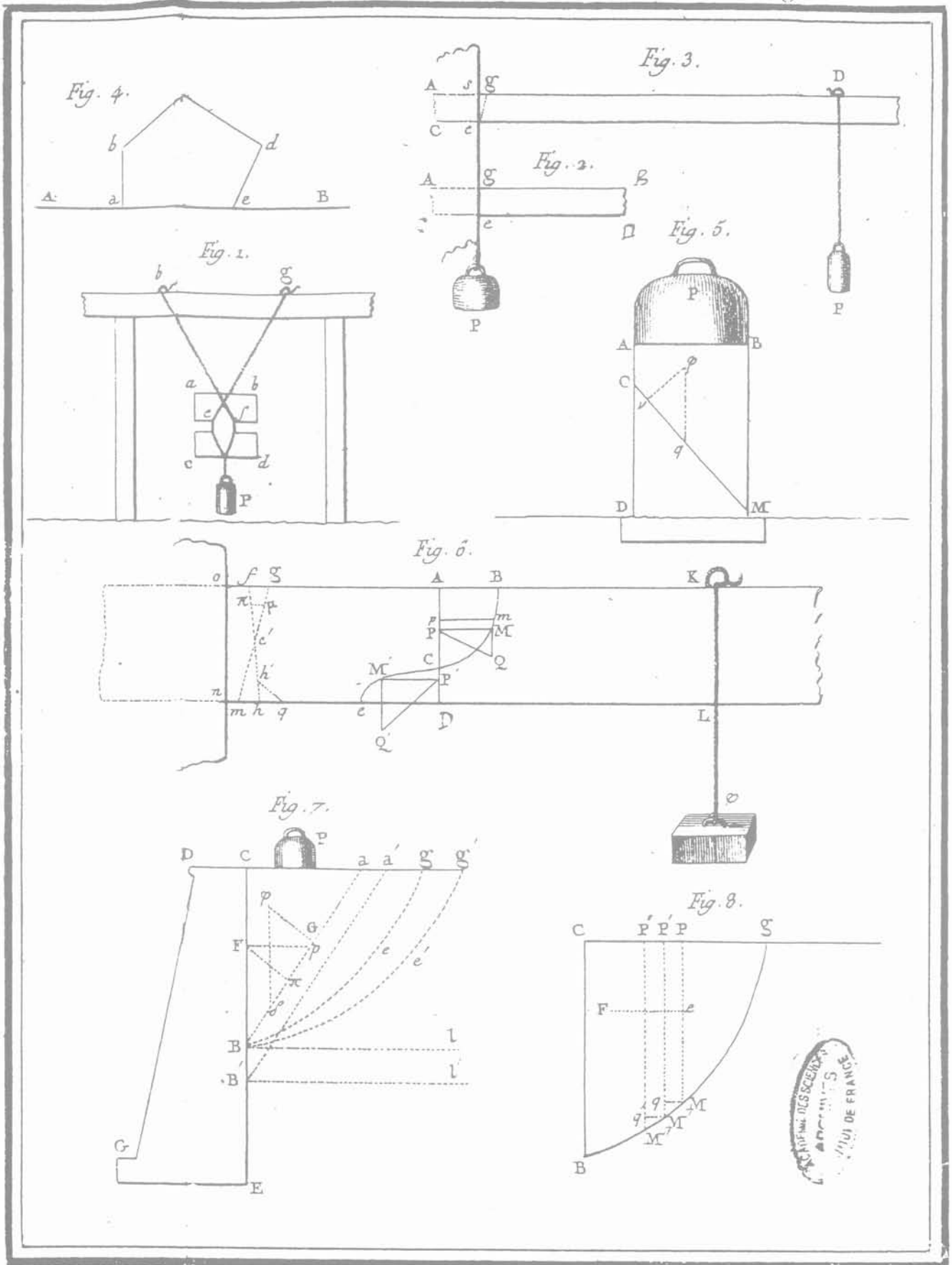
Kérisel J. – « Historique de la mécanique des sols en France jusqu'au XX^e siècle ». *Géotechnique*, vol. 6, 1956.

Skempton A.W. – « Landmarks in early soil mechanics ». *Proceedings 7th European conference on soils mechanics*, Brighton, 1979.

Timoshenko S.P. – *History of strength of materials*. New York Mc Graw Hill, 1953. Réédité depuis 1982 par Dover publications, inc, New York.

⁽²⁾ Coulomb C.A. – *Essai sur une application des règles de maximis et minimis, à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture*. Mémoire des savants étrangers, Académie royale des sciences, vol. 7, Paris, 1776 (pour 1773).

Voir aussi : Heyman J. – *Coulomb's memoir on statics*. Cambridge University press, 1972.



C^{te} Housard Sculp.

FIG. 1 Première planche illustrant le mémoire de Coulomb (bibliothèque de l'Académie des sciences).
Coulomb's memoir.

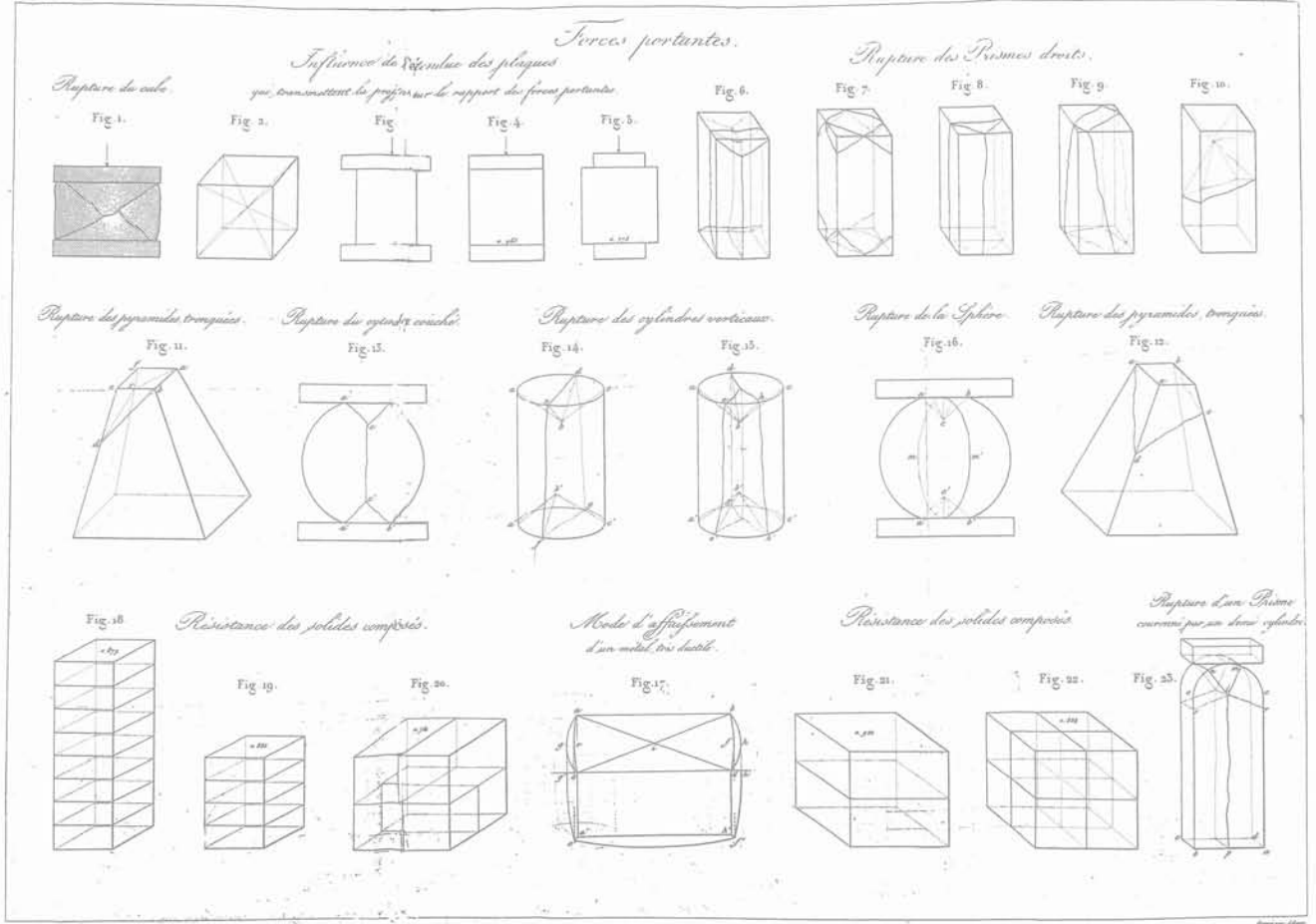


FIG. 2 Conditions de rupture d'éprouvettes de différentes formes.
Conditions of failure of specimens of various shapes.

1707), Gauthier (1660-1737), Belidor (1694-1761), Gadroy (1705-1759), Perronet (1708-1794), et de l'abbé Bossut (1730-1814), qui fit des essais sur le frottement et la cohésion et fut le professeur de Coulomb à l'École du génie à Mézières. Les notions de prisme de poussée, de talus naturel étaient le fruit d'analyse et de réflexion antérieure. Il n'est pas non plus indifférent que, dès les premières pages de son mémoire, Coulomb se réfère à des essais sur le frottement, faits par Amontons (1663-1705), rende compte d'essais de mesure sur la cohésion à partir de la rupture de différentes éprouvettes de matériau fait par lui-même (Fig. 1), ou sur un pilier carré par Musschenbroëk (1692-1761). Son analyse s'enracinait dans une approche expérimentale qui était la règle à l'époque. L'importance du mémoire de Coulomb qui dépassait la seule mécanique des sols, mais qui apportait des éléments de réflexion essentiels aussi bien au calcul des voûtes qu'à celle des poutres, était telle qu'il fallut plusieurs dizaines d'années pour qu'il fût assimilé.

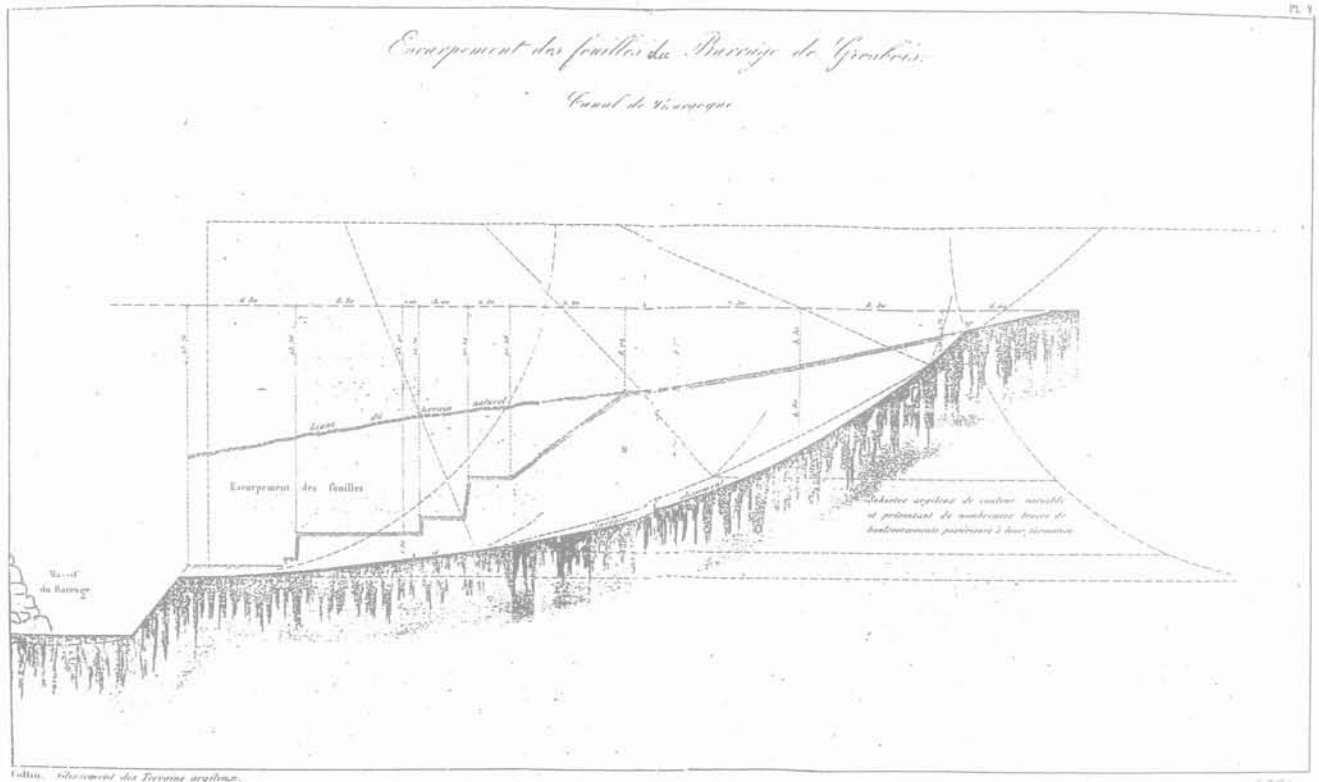
À la suite de Coulomb, Prony (1755-1839), par une analyse complémentaire, contribuait à la diffusion de l'apport de Coulomb et à son acceptation en France. Mayniel (1760-1809) réalisait des essais sur modèle de 1,5 m de haut, Français (1775-1833) introduisait dans le calcul cohésion et fruit du mur de soutènement. Poncelet (1788-1867) établissait les calculs avec talus et mur inclinés, frottement sur le mur et introduisit la notation ϕ . Navier (1775-1833) donnait des valeurs de l'angle

de frottement de matériau pulvérulent et des observations sur la tenue des talus en argile. En parallèle, ces mêmes ingénieurs s'intéressaient à la mesure de la résistance mécanique de matériau comme la pierre pour la caractériser en vue du choix des matériaux les plus aptes suivant leur utilisation.

E.-M. Gauthey (1732-1806), dans la tradition des ingénieurs du XVIII^e siècle, dont il est un des plus brillants représentants, qui s'intéressaient essentiellement aux propriétés à la rupture des matériaux de construction, construisit une machine pour écraser des échantillons. Il fit une série d'essais pour le choix des pierres à employer dans les ponts ou dans des constructions exceptionnelles comme le Panthéon.

Vicat (1786-1861) dans un volumineux article⁽³⁾ en date de 1833, rendait compte d'essais à la rupture d'échantillons de nombreux matériaux, dans lesquels il essayait de déterminer l'influence de la forme des échantillons, le temps d'application de la charge, définissant par la même occasion les résistances instantanée et différée du matériau (Fig. 2). Il s'appuyait sur la définition de la résistance à la traction ou à l'arrachement, la résistance à la compression ou force portante du matériau, et enfin la ténacité ou force transverse

⁽³⁾ Vicat L.J. - « Recherches expérimentales sur les phénomènes physiques qui précèdent et accompagnent la rupture ou l'affaissement d'une certaine classe de solide ». *Annales des ponts et chaussées*, 2^e semestre 1833.



dans laquelle intervenait la notion de cohésion de Coulomb. La notion de ténacité appelée à disparaître, était apparue avec Lemaire (1737). On peut, à la lecture de certaines pages du mémoire de Vicat, y voir l'ébauche de la notion de loi du matériau.

Ces pratiques s'inscrivaient dans une démarche expérimentale qui, par déduction, a permis de bâtir des modèles qui ont été par la suite traduits en langage mathématique. C'était celles des ingénieurs savants du XVIII^e siècle qui partant de problèmes très concrets posés par l'exercice de leur métier, cherchaient à élaborer une théorie pour résoudre ces problèmes au moindre coût, et la confrontaient à l'épreuve des faits. Toute cette recherche effectuée par des praticiens, à la fois maîtres d'ouvrage et maîtres d'œuvre, s'inscrivait dans le cadre des travaux de fortification qui furent exécutés dans la deuxième moitié du XVIII^e et le début du XIX^e siècle. Le prestige des travaux antérieurs de Vauban a occulté le fait que le volume des terrassements et des maçonneries, pendant cette dernière période d'environ cinquante ans, fut bien supérieur. La connaissance du mécanisme de la stabilité des murs de soutènement était un enjeu économique de première importance. Les ingénieurs du début du XIX^e siècle imprégnés des idées saint-simoniennes, agirent de la même façon, pour remplir au mieux le rôle qu'ils estimaient être le leur dans le cadre des réalisations de la Révolution industrielle.

Pendant la première moitié du XIX^e siècle, les ingénieurs français, à cause de leurs connaissances mathématiques bien supérieures à celle de leurs confrères étrangers, furent occupés par le développement de la théorie de l'élasticité et son application à la résistance des matériaux, domaine dans lequel ils jouèrent un rôle essentiel. Alors que ces théories étaient nées d'une pra-

tique expérimentale, on put souvent observer une dérive vers plus de théorie.

De leur côté, les Anglais plus pragmatiques par tradition culturelle, s'intéressèrent aux propriétés mécaniques des matériaux et en particulier du métal. En Grande-Bretagne, la production de fer avait cru de 690 500 tonnes en 1827 à 3 659 000 tonnes en 1857, alors qu'à cette dernière date la production en France n'était que de 586 000 tonnes.

Mais Lamé (1795-1870) et Clapeyron (1799-1864), dont la contribution à la théorie de l'élasticité entre 1820 et 1830, à la suite de Navier, avec Cauchy et Poisson est bien connue, pourraient être considérés comme les promoteurs du laboratoire d'essais des matériaux, pendant leur séjour comme professeurs à l'école du génie à Saint-Petersbourg, avant 1830. C'est dans le cadre de mission de conseil pour des ouvrages qu'ils construisirent une machine d'essais.

Un autre exemple de démarche expérimentale intéressante, c'est celle adoptée par le capitaine Moreau lors d'essais, conduits en 1825 sur des pieux de sable, qui ont donné lieu à des essais de chargement avec des mesures d'enfoncement d'une précision meilleure que le millimètre et sur des périodes d'observation de six mois. Ce fut l'occasion de mettre en évidence les phénomènes d'arc-boutement dans le sable. Niel, à peu près en 1831, procédait à des mesures à la suite d'améliorations de fondations très médiocres par apport de sable.

Cependant, A. Collin⁽⁴⁾ (1808-1890) demeure l'exemple le plus important d'ingénieurs qui dans le

⁽⁴⁾ Skempton A.W. - « Un pionnier de la mécanique des sols, Alexandre Collin (1808-1890) ». *Annales des ponts et chaussées*, mai-juin 1956, traduction de l'article paru dans les transactions de la Newcomen Society, vol. 25, Londres, 1946.

domaine des sols pratiquait son métier en essayant de s'appuyer sur la méthode expérimentale. Ingénieur des ponts et chaussées, il fut en poste, notamment de 1832 à 1844, au canal de Bourgogne. Il a fait la synthèse des données et observations de ruptures survenues dans cinq digues, sept remblais de canaux, deux talus en déblais de route et 12 tranchées de canaux soit un total de 26 sites. Il avait été le témoin de six d'entre elles, l'acteur de l'analyse des causes et le projeteur des réparations. Sur certains, il y avait eu non pas un, mais plusieurs glissements. Il s'inscrivait dans une lignée d'ingénieurs qui comprend Vauban, Perrenet et Girard dont il reprenait opinions et expériences.

Il a réuni de précieuses observations sur le terrain, en notant les formes des glissements, leur position par rapport à différentes couches, les conditions dans lesquelles se sont produites les ruptures. Il s'est intéressé à la détermination des propriétés de l'argile en faisant des essais de cisaillement en laboratoire, en fonction de la teneur en eau et de la vitesse de sollicitation, au moyen d'un appareil conçu par lui. Il est, à ce titre, le premier expérimentateur des sols en laboratoire. Il a fait des remarques sur la stabilité à long terme et sur la stabilité à court terme des talus, et proposé le premier calcul avec $\phi = 0$.

Sa démarche s'appuie sur l'élaboration d'une théorie à partir d'une analyse aussi rigoureuse que possible des observations sur le terrain. Dans un autre domaine, c'est ainsi qu'à Grosbois, dans le cadre de l'expertise des désordres ayant affecté le barrage, il a procédé en 1838 à des essais de chargement *in situ* des argiles de fondations du barrage de Grosbois pour estimer leur déformabilité. Dès 1833, au moyen de puits, pour la première fois, dans l'histoire du génie civil, il avait effectué un relevé de la surface d'un glissement en rive gauche du même barrage (Fig. 3).

A la différence de beaucoup d'ingénieurs de son époque qui avaient tendance à prendre les problèmes en force, A. Collin savait qu'on ne pouvait pas s'opposer à un glissement qui a démarré, et que l'eau intérieure ou celle infiltrée à partir des pluies était à l'origine de la plupart des sinistres par les modifications apportées au comportement de l'argile dans son ensemble. Aussi distinguait-il, sans les opposer, les moyens répressifs et préventifs (réparation de l'accident et prévention) des moyens seulement préventifs, comme contreforts et aqueducs souterrains. Il s'impliqua également dans la mise au point de procédé comme celui de l'injection au coulis de ciment, qu'il appliqua à la consolidation de la maçonnerie du barrage de Grosbois. Les résultats de son travail furent publiés dans un ouvrage en 1846. Collin n'a pas eu la postérité qu'il méritait. Il fut redécouvert par les chercheurs anglais en 1945.

Cette première période se termine avec les travaux de Rankine (1820-1872) qui réunit dans son manuel de génie civil tout un ensemble de données sur l'angle de frottement, d'observations sur la stabilité des pentes, de considération sur la valeur de la cohésion, et la tenue à court terme des talus. Il y appliquait sa théorie du champ de contrainte pour les sols pulvérulents (1857) et donnait les expressions et valeurs des coefficients de poussée et butée bien connus.

Les laboratoires d'études des matériaux (milieu du XIX^e-premier quart du XX^e siècle)

La période ainsi définie, regroupe la deuxième phase de la mécanique des sols classique, et la première phase de la mécanique des sols modernes. Elle vit l'exécution d'importants travaux expérimentaux d'abord sur les sables puis sur les argiles. Mais il nous semble important de replacer cette évolution dans l'évolution générale des pratiques de l'art de bâtir.

Malgré toutes les approches expérimentales, dont on vient de parler, ce n'est qu'au milieu du XIX^e siècle que furent créés de véritables laboratoires ouverts sur l'industrie et les travaux publics. Il s'agit d'un phénomène général en Europe. L'attention que nous portons à la France ne résulte que de la facilité d'obtenir des informations.

Fin 1851, un laboratoire, spécialement consacré aux essais et analyses des calcaires, chaux, ciments et autres substances employées dans la construction, a été organisé à l'École, alors impériale, des ponts et chaussées. Trois cents échantillons furent testés la première année, 553 la deuxième année, dont la moitié pour des travaux portuaires, ce qui montre à la fois la prédominance de ceux-ci et l'importance de la qualité des mortiers soumis à l'agression de l'eau de mer. Le laboratoire de l'École était le laboratoire du corps et travaillait à la demande aussi pour des clients extérieurs. Il en fut ainsi jusqu'en 1949. Avant la fin du XIX^e siècle, il eut des implantations régionales, ou des laboratoires furent aussi installés sur des chantiers importants et longs, comme celui du port de Boulogne.

Le génie militaire se dota de laboratoire peu après. De même que Vicat ne cessa pas de conduire des essais jusqu'à sa mort, les plus grands fabricants de chaux et ciment, se dotèrent de moyens propres d'essais pour améliorer leurs produits.

En 1854, fut créé un laboratoire d'essais à l'initiative du général Morin (1795-1880), directeur du Conservatoire des arts et métiers⁽⁵⁾. Tresca⁽⁶⁾ (1814-1885) en fut la cheville ouvrière, même si Morin y fut très actif. Il s'agissait d'un service d'expertise gratuit, mis au service aussi bien de l'État que des collectivités locales. Il comprenait un laboratoire d'hydraulique qui permit à Morin, de diffuser son expertise sur les moteurs hydrauliques. Celle-ci était tout à fait exceptionnelle, et avait été acquise aux cours des années 1830-1840, auprès de Poncelet, au moyen d'essais effectués sur tous les moteurs hydrauliques traditionnels ou perfectionnés en usage dans les manufactures de l'État et chez les constructeurs.

Les comptes rendus d'expériences furent diffusés dans les Annales du Conservatoire, gratuitement afin d'en porter les résultats à la connaissance de tous les services techniques officiels. Elles parurent de 1861 à 1880. Contrairement aux espoirs de Morin, c'est le

⁽⁵⁾ Fontanon C. – *Le laboratoire expérimental de mécanique, dans le Conservatoire national des arts et métiers au cœur de Paris*. Délégation à l'action artistique de la ville de Paris, 1994.

⁽⁶⁾ *Les professeurs du Conservatoire des arts et métiers. Dictionnaire biographique (1794-1955)*, sous la direction de C. Fontanon et A. Grelon. INRP/CNAM, Paris, 1990. Notice de Bruno Belhoste.

domaine d'essais des matériaux qui se développa le mieux, partie qui était à la charge directement de Tresca. Entre 1864 et 1869, il mena les expériences sur la déformation des corps solides soumis à une pression élevée, qui permirent à Barré de Saint-Venant (1797-1886) d'établir les équations fondamentales de la plasticité. L'activité du laboratoire déclina après 1870. La mort de Morin en 1880, précipita la fermeture qui fut effective en 1884.

Dans le cadre du Conservatoire, fut créé dans un esprit un peu différent le Laboratoire national d'essai en 1900. Cette structure avait pour but d'assister les petites et moyennes entreprises. Elle comprenait cinq sections : physique, métaux, matériaux, machines, chimie. Il regroupait une soixantaine de personnes. Son activité, à la lecture des rapports d'activité avant la guerre de 1914, était florissante. Dans la section matériaux, 1 340 essais de compression traction flexion avaient été exécutés, contre 3 340 en 1913.

L'échec du laboratoire de Morin serait dû en partie à une mauvaise adéquation avec les demandes du marché. Il y avait une concurrence avec le laboratoire de l'École des ponts et chaussées. Ce dernier s'occupait des structures en métal et du béton, laissant au laboratoire du Conservatoire le domaine des matériaux industriels comme les briques. Ce fut, une occasion perdue pour la pratique technique française de s'ancrer mieux dans l'utilisation des données expérimentales, quand fleurirent partout en Europe, et en Allemagne tout particulièrement, de nombreux laboratoires dans des structures universitaires mais collaborant très étroitement avec l'industrie. Les besoins ne manquaient pas. Le développement technique de la fabrication et de l'emploi des ciments et du béton, l'accumulation des essais de laboratoire, avant même l'emploi généralisé du béton armé, exigeaient que des efforts de normalisation fussent faits. Les conséquences de l'absence de normes et références sur les relations entre maître d'œuvre et entrepreneur étaient extrêmement dommageables. C'est une des explications du nombre très élevé des résiliations de contrat d'entreprise en cours de travaux.

Au milieu du siècle, commencèrent les premières mesures de suivi du comportement des ouvrages. Il nous semble que le premier serait le barrage de Grosbois à partir de fin 1852. Il s'agissait d'un suivi topographique du mouvement de la crête au moyen d'une lunette spécialement prêtée par le laboratoire des ponts et chaussées nouvellement créé. Lors du premier congrès des grands barrages, à Stockholm, en 1933, A. Coyne (1891-1960) analysait les courbes qui furent établies pour les années 1852 à 1861 et reprises après la catastrophe de Bouzey en 1895 jusqu'en 1905 au moins.

Mais le marché de ce type d'ouvrages de génie civil était un tout petit marché. Aussi n'est-il pas étonnant que la mesure du comportement des ouvrages ait surtout été mise en œuvre pour les structures métalliques. On retiendra deux noms, d'abord celui de Dupuy, qui, le premier, eut l'idée d'un appareil pour mesurer le travail du fer (1877), et celui de C. Rabut (1852-1925). Ce dernier, grâce à une campagne de mesure entre 1891 et 1895, a pu éviter le renforcement de la quasi-totalité des ponts du réseau de l'Ouest, en montrant que les liaisons hyperstatiques jusque-là négligées dans le calcul permettaient aux ponts de supporter le poids croissant des locomotives et des convois qui leur étaient attachés.

Dans le domaine des sols, un apport fondamental d'origine expérimentale est celui dû à Darcy (1803-1858) qui dans une note en annexe à son ouvrage⁽⁷⁾ sur l'alimentation des fontaines de Dijon, définissait le coefficient de perméabilité, la loi d'écoulement permanent et celle à charge variable (Fig. 4). Ce fut l'outil qui permit de modéliser l'écoulement de l'eau dans les sols.

La deuxième moitié du XIX^e siècle ne vit guère de progrès dans le domaine de la connaissance des argiles. La mise en évidence du rôle de l'eau, la conceptualisation de la notion de pression interstitielle ont exigé des observations et un apprentissage qui ont demandé un temps, qui ne devait porter ses fruits qu'au début du XX^e siècle avec Terzaghi.

Par contre dans les sables, Boussinesq (1842-1929), sur le plan théorique, établit, d'une part, les équations d'équilibre derrière un mur de soutènement avec frottement entre le massif et le mur, qui ne furent intégrées que par Caquot et Kérisel en 1934, et, d'autre part, les équations permettant de calculer contraintes et déformations dans un massif élastique. Son analyse de 1883 des essais de Darwin, qui s'appuyait sur ses travaux de 1876, est un exemple remarquable d'analyse en retour. Cette approche était complétée par les essais de O. Reynold (1842-1912) sur la dilatance des sables (1887), qui permettait de mieux cerner le domaine de variation de l'angle de frottement d'un sable suivant les conditions de sollicitations.

⁽⁷⁾ Darcy G. — *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*. Paris, Victor Dalmont, 1856.

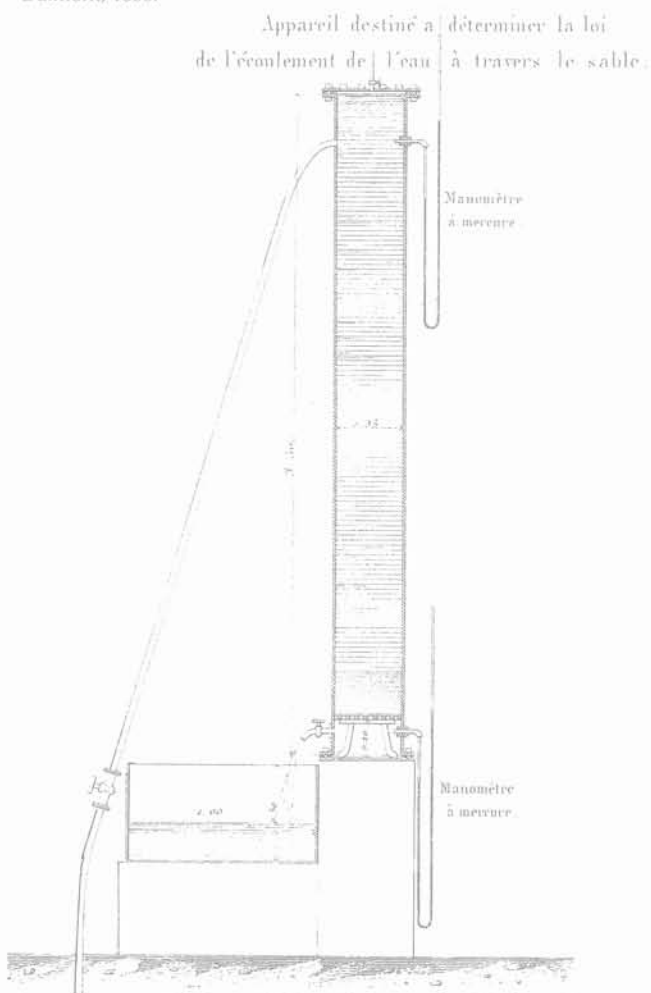


FIG. 4 Dispositif expérimental utilisé par Darcy. Experimental apparatus used by Darcy.

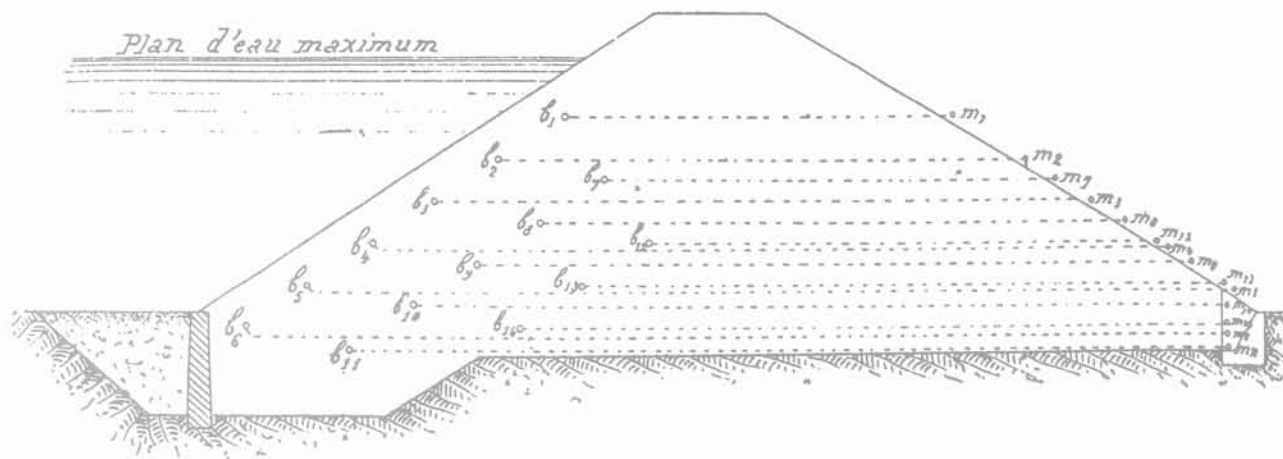


FIG. 5 Propositions pour l'observation des pressions hydrostatiques à l'intérieur des massifs.
Proposal for observation of hydrostatic pressures within earth embankment.

Le développement des travaux d'aménagement du territoire dans le domaine hydraulique, dans toute l'Europe ou dans les territoires sous domination européenne comme les Indes, amena des progrès en réponse à des questions liées à la sécurité des ouvrages. C'est le cas des mesures de pression sous les radiers de barrages d'irrigation fondés sur du sable, conduites par J. Clibborn (1847-1938) et J. Beresford (1845-1927) sur des sites différents peu avant 1900, aux Indes. Ces essais fournirent des données pour comprendre les mécanismes d'érosion interne et de boulangement, à partir de la connaissance de la répartition des pressions sous les radiers, et des remèdes pour lutter contre. Des nombreux ouvrages, construits aux Indes et en Égypte par la suite, Bligh allait tirer des règles de dimensionnement.

Les argiles allaient revenir au centre des préoccupations des ingénieurs pour les raisons déjà énoncées, relatives au développement des infrastructures. Dans le domaine de la caractérisation de la fraction argileuse, un pas essentiel a été franchi grâce à A.M. Atterberg (1846-1916), chimiste et spécialiste des sols, chercheur dans le domaine agricole en Suède. Il proposa et fit adopter, en 1913, une classification fondée sur la dimension des particules et en particulier la valeur de 2μ pour les argiles. Mais, conscient de son insuffisance, il y ajouta les notions de plasticité définie par la différence entre des teneurs en eau correspondant à la limite d'écoulement sous choc (liquidité) et celle d'émiettement (limite de roulement). Ces travaux furent publiés entre 1910 et 1913. Ils passèrent assez inaperçus, mais Terzaghi les remarqua et les intégra dans son programme de recherches dès 1919.

C'est à partir du terrain que de nouvelles avancées se firent. En France, la digue de Charmes⁽⁶⁾ fut, à la suite de la rupture de son talus amont en 1909, l'occasion pour J. Frontard (1884-1962) de conduire une étude très complète du problème des accidents constatés sur les digues en France tout au long du XIX^e siècle, d'en chercher les causes et de proposer des remèdes. Il étudia l'influence du pourcentage d'argile dans les terres constituant les talus des différentes digues existantes, certaines ayant été affecté par des accidents d'autres non. Ensuite, sur la suggestion de Résal, Fron-

tard réalisa des essais de cisaillement, sur des échantillons constitués de matériaux de même nature que celle de la digue, de 0,77 m², de 20 cm d'épaisseur, soumis à un double cisaillement. Ces essais, conduits sous différentes charges verticales, lui permirent de déterminer un angle de frottement. Il étudia ensuite quelle pouvait être l'influence de la proportion relative de sable et d'argile. Enfin, et ce n'est pas le moins remarquable, il pensait que la pression de l'eau entre les feuillets fonction de la charge régnant dans la retenue avait une importance mécanique, et suggérait au moyen d'un dispositif adéquat d'en mesurer la valeur en différents points (Fig. 5).

À la même époque fut relevée pour la première fois la surface de la nappe qui s'établit dans un barrage en terre, le barrage de Belle Fourche, aux USA, barrage homogène de 36 mètres de hauteur. Soixante-treize points de mesure constitués par des tubes en fer galvanisé, de 2 pouces de diamètre, ouverts aux deux extrémités furent implantés. Les niveaux d'eau furent mesurés depuis 1911 au moins jusqu'en 1924.

A.L. Bell (1874-1956), dans un remarquable exemple d'aller et retour entre la théorie et la mesure en laboratoire, pour vérifier la validité de formule relative à la poussée des argiles et à leur force portante, imagina un appareil de cisaillement direct pour le laboratoire (1915), dont est issu celui que nous connaissons tous.

J. Résal (1854-1919), dans le deuxième tome de son traité sur la poussée des terres (1910), traitait des terres cohérentes, en s'appuyant sur des observations de terrain relatives à la résistance à la traction des argiles.

Un glissement en grand d'un mur de quai, à Göteborg, en 1916, permit à Petterson (1881-1966) de proposer une méthode de calcul de stabilité avec $c = 0$, suivant un cercle de rupture et un découpage de la masse ayant bougé en tranches verticales. Cette proposition fut reprise par Fellenius (1876-1957) pour l'étude de la stabilité de pentes argileuse avec $\phi = 0$, proposition faite pendant la guerre de 1914-1918 et publiée en 1927. Entre 1913 et 1921, une prospection systématique de pentes instables, conduite à l'initiative des chemins de fer suédois, permit de mieux connaître les propriétés des argiles et d'améliorer les moyens de déterminer leurs propriétés.

En même temps qu'il montrait l'importance de la cohésion et des caractéristiques élastiques des sols, Ter-

⁽⁶⁾ Frontard J. - « Notice sur l'accident de la digue de Charmes ». *Annales des ponts et chaussées*, vol. 23, 1914.

zaghi⁽⁹⁾ (1883-1963) établissait que les sollicitations extérieures qui s'exercent sur un massif saturé d'eau se répartissaient entre le squelette, ou ensemble des grains constituant la partie solide du sol, et l'eau ou pression interstitielle. Seul le squelette constitué par les grains présente une résistance mécanique ou résistance au cisaillement pour équilibrer les sollicitations extérieures. Cette résistance sera d'autant plus réduite que la pression de l'eau sera plus élevée. Ce principe unificateur permit alors un développement sans précédent de la géotechnique. Il fut énoncé explicitement en 1923 en relation avec le phénomène de la consolidation de l'argile. Le livre de Terzaghi, *Erdbaumechanik* fondait la mécanique des sols comme une discipline à part entière du génie civil. On peut voir dans l'apport de ce dernier aussi, un aboutissement de l'école expérimentale germanique.

Le temps des laboratoires de mécanique des sols (après 1920)

Les travaux de Terzaghi sur la consolidation des argiles ouvraient une ère nouvelle en apportant aux ingénieurs des outils théoriques qui leur permettaient enfin d'avancer dans la compréhension du comportement des sols, et plus précisément des argiles. Toutefois, cet apport ne pouvait être fécond que si sa mise en œuvre s'appuyait sur la méthode qui avait permis à Terzaghi, de progresser. Ce dernier écrivait en 1927 :

Les problèmes de fondations sont toujours tels qu'une approche strictement théorique et mathématique sera toujours impossible. La seule façon de les résoudre avec efficacité consiste tout d'abord à découvrir ce qui s'est passé dans des cas analogues, ensuite le type de sol concerné, et finalement, pourquoi les opérations ont conduit à certains résultats. En accumulant systématiquement un tel savoir, les données empiriques étant bien définies par une reconnaissance correcte des sols, le calcul des fondations pourrait se développer sous la forme d'une science semi-empirique.

⁽⁹⁾ Skempton A.W. - « Terzaghi's discovery of effective stress », in *From theory to practice in soils mechanics* (Ed. Bjerrum, Casagrande, Skempton), New York, J. Wiley, 1960.

... L'essentiel de ce travail, l'accumulation systématique de résultats empiriques, reste à faire⁽¹⁰⁾.

C'était une démarche identique à celle qu'avait suivie Collin, qu'il avait formulée presque dans les mêmes termes. Elle allait être menée sinon à son terme, du moins suffisamment loin pour que des progrès très importants puissent être enregistrés, dans les décennies qui suivirent. Il fallait, d'une part, multiplier les essais de laboratoire pour étudier le comportement des sols à petite échelle, d'autre part, faire des mesures à plus grande échelle sur les sols en place au moyen d'essais *in situ*, et enfin recueillir le résultat d'observations sur le comportement des ouvrages.

C'est dans cet esprit que fut créée entre 1920 et 1934, de façon institutionnelle, une grande partie des laboratoires de mécanique des sols⁽¹¹⁾. Vingt-cinq laboratoires, dont onze pour les États-Unis et quatre pour l'Allemagne rendaient compte de leur activité au Congrès de Cambridge en 1936. Le premier fut créé en 1920 aux États-Unis pour l'étude des routes (US Bureau of public roads). Suivit un laboratoire au Japon en 1923, celui de Freiberg en Allemagne en 1924. Celui de Vienne en Autriche fut créé en 1929 par A. Casagrande au cours d'une mission organisée par Terzaghi, laboratoire dirigé par Léo Casagrande. Ensuite, les créations se succédèrent, celles du MIT et de l'université de Yale en 1930, de celle de Harvard 1932, de la *Building Research Station* à Londres en 1933, à la station d'essais de Vicksburg du corps des ingénieurs (WES) et au *Bureau of Reclamation* (USBR) en 1933, du CEBTP à Paris et de Delft aux Pays-Bas en 1934, de l'université

⁽¹⁰⁾ Terzaghi K. - « La science des fondations. Son état actuel, son avenir ». Communication à la Société des ingénieurs civils américains, *Technique des travaux*, vol. 4 (1928), vol. 5 (1929), traduction des *Proceedings ASCE*, vol. 53 et 55, 1929.

⁽¹¹⁾ Une section spéciale (section A volume 2) fut consacrée à la description des laboratoires existants leur équipement, dans les comptes rendus du premier congrès international de mécanique des sols et des fondations à Cambridge, sous le titre général. *Reports from soils mechanics laboratories or testing apparatus technique of testing and investigations in progress.*

La plupart des informations sur les appareils, méthodes, procédés sont issues des comptes rendus des deux premiers congrès de mécanique des sols, des articles techniques relatifs à ces produits et enfin des traités et manuels de l'époque. Cette bibliographie était trop importante pour figurer dans cet article.

TABLEAU I Historique des essais *in situ*

Nature ou désignation de l'essai	Dates	Auteurs ou promoteurs
Essai à la barre à mine	Pratique immémoriale Au XVIII ^e siècle	Belidor
Essai de chargement à la plaque	1838?	A. Collin
Standard penetration test (SPT)	1902 (prise d'échantillons par battage) 1920 (mise au point de l'essai) 1927 (codification)	C.R. Gow L. Hart, G. Fletcher
Essai de pénétration statique (CPT)	1917 1927 1935 (brevet cône mobile)	Chemins de fer suédois Chemins de fer danois Barentsen
Scissomètre (<i>vane test</i>)	1948	L. Carlson
Pressiomètre	1954	Ménard
Piézocone	1974 1976	Janbu, Seneset L. Parez

TABLEAU II Historique des méthodes et matériels de sondages et de prélèvement

Nature ou désignation du matériel ou des méthodes	Dates	Auteurs ou promoteurs
Puits	Pratique immémoriale Au XVIII ^e siècle	Délius, Perronet, Bossut
Percussion	Pratique très ancienne, connue des Chinois	
Tarière	XIV ^e siècle XVI ^e siècle	B. Palissy
Rotation et couronne diamant	1862	G.A. Leschot
Rotary	1901	J.-F. Lucas
Carottage électrique	1927	C. Schlumberger
Tarière et lançage hydraulique	1942	O. Mohr (méthodologie)
Divers types de carottier pour sol meuble à partir de 1920	1920 1948	Carottier de Mohr Hvorslev (condition de mise en œuvre des carottiers à mince paroi)
Carottiers à piston		
Carottier Denison	1940	Johnson

de Cornell en 1935. Bien sûr cette énumération n'est pas exhaustive.

Il n'est pas dans notre propos de retracer tous les progrès de la mécanique des sols après la Seconde Guerre mondiale. Nous souhaitons simplement, dans la continuité du regard que nous avons porté sur le passé, montrer la rupture intervenue non dans la nature des recours à l'expérience, mais dans la quantité des outils mis à la disposition des ingénieurs, et celle des informations qui ne pouvaient qu'en résulter. Le développement des moyens de calcul, à partir des années 60, va permettre de traiter les informations obtenues ou de les utiliser dans le cadre d'une modélisation sans précédent jusqu'alors.

Mais il n'est pas inutile d'insister sur la difficulté, pour une communauté technique, de faire sienne une avancée technique. Bien que Terzaghi eut de façon très claire précisé la notion de pression interstitielle dans des articles en 1924, 1927, 1932, et 1936, on peut lire sous la plume de plusieurs ingénieurs du *Bureau of Reclamation* que ces derniers considèrent au début la notion de pression interstitielle comme un phénomène de laboratoire, et n'en tinrent compte pour expliquer des instabilités de pentes qu'à partir des années 1937 à 1938.

Les tableaux qui suivent montrent l'évidente corrélation entre la mise en place des structures et le développement des moyens de reconnaissance et de mesure dont disposèrent les ingénieurs en moins de trente ans, et ceci malgré la Seconde Guerre mondiale.

Pour deux des plus importants essais *in situ*, on a indiqué plusieurs dates et auteurs ou promoteurs, pour souligner le caractère très progressif des avancées et la succession des intervenants dans des pays différents, soulignant par là même le caractère collectif de ce travail dû à l'extrême complexité du réel.

Le développement de la mécanique des sols, après 1920, la concomitance avec celle des grands ouvrages hydrauliques n'étant pas un hasard, a exigé de son côté la mise en œuvre de techniques de prélèvements de roches meubles qui perturbent le moins possible le sol,

pour pouvoir réaliser les essais qui s'imposaient pour caractériser les sols.

Le développement de la pratique des sondages dans le génie civil est dû dans un premier temps à la construction des grands barrages à la fin du XIX^e et au début du XX^e siècle. Les sondages avaient été surtout utilisés pour trouver de l'eau et en particulier en exploitant les nappes artésiennes, dès la fin du XVIII^e. On citera les noms de Mullet (1792-1872) qui après dix ans d'effort parvint à 500 m de profondeur en 1843 à Grenoble, de Degoussée et enfin de Lippman.

À Serre-Ponçon entre 1899 et 1925 et à Génissiat à partir de 1910, les moyens des sondeurs étaient encore très limités. Le procédé de perforation par rotation avec des couronnes diamant, fut mis au point avec beaucoup de difficulté à cause du problème de fixation des diamants. Ce n'est qu'après 1920, que les performances des moyens de reconnaissance furent sensiblement améliorées. La construction de très nombreux barrages en particulier aux États-Unis et dans toute l'Europe, est certainement une des raisons des progrès effectués, qui se sont appuyés par ailleurs sur les moyens mis en œuvre dans la prospection pétrolière et minière.

Enfin, le dernier tableau donne les dates à partir desquelles commença la mise au point des matériels d'auscultation, mise au point souvent difficile.

Le tableau suivant donne la chronologie des essais de sol qui simultanément utilisèrent les échantillons prélevés.

Nous terminerons cet historique sur quelques mots concernant la description des sols, dont la codification a beaucoup d'importance pour la transmission de l'expérience. Casagrande disait que des deux chapitres de la mécanique des sols les plus sujets à discussion, si celui de la résistance au cisaillement des sols est le plus difficile, celui de la classification des sols est le plus confus⁽¹²⁾. À partir de la notion de courbe granulométrique, et des notions développées par Atterberg, les

⁽¹²⁾ Casagrande A. – « Classification and identification of soils ». ASCE, Transactions, vol. 113, 1948.

TABLEAU III Historique des méthodes et matériels de laboratoire

Nature ou désignation des appareils	Dates	Auteurs ou promoteurs
Équipement pour l'analyse de la fraction argileuse	1932	A. Casagrande
Coupelle pour la détermination de la limite de liquidité	1932	A. Casagrande
Appareil de cisaillement direct	1915 1934 (normalisation)	A.L. Bell A. Casagrande
Appareil de chargement pour l'étude de la consolidation	1919 1936 (normalisation)	K. Terzaghi A. Casagrande
Cellule de chargement triaxial Première mesure de pression interstitielle	1932 1936 ? 1957	Casagrande USBR Bishop et Henkel (traité)
Appareil de cisaillement par torsion circulaire	1935	Hvorslev

TABLEAU IV Historique des matériels d'auscultation

Nature du matériel ou des méthodes	Dates	Auteurs ou promoteurs
Relevé topographique	Structures, début XIX ^e siècle ? Barrages, Grosbois 1852	
Auscultation des structures métalliques	1877 1890	Dupuy C. Rabut et Manet
Relevé de niveau de nappe dans un barrage en terre	Début XIX ^e siècle ? Belle Fourche 1911 1933	USBR USBR (WLI)
Cellule à contre-pression	1916 1938 1958	Goldbeck USBR (HPI) F. Glözl
Extensomètre à résistance tendue Cellule Carlson	1925 1930 1952	Carlson Carlson
Extensomètre à corde vibrante	1930	A. Coyne
Piézomètre ouvert	1949	A. Casagrande
Cellule à jauges	1955	W.E.S.
Piézomètre hydraulique	1939 1960	USBR Bishop
Piézomètre à corde vibrante	1958	Télemac J. Bellier

moyens offerts par les laboratoires pour mesurer ou établir les caractéristiques correspondantes ont permis une description rationnelle et une classification, qui seules permettaient la transmission des données de l'observation, et qui constituait l'outil à la base de bien des corrélations. Feld, dans un article sur les origines de la mécanique des sols publié dans les actes de la conférence de Rotterdam, en 1948, consacre un paragraphe à ce problème. Il cite à cet effet plusieurs auteurs, depuis Evelyn qui exposait la question, en 1675, devant la Royal Society, jusqu'à Humphrey David qui traitait ce problème du point de vue de l'agriculture en 1813. Il citait au passage les contributions de Lemaire (1737), Querlonde (1743), Chauvelot (1783). Toutes les définitions s'appuyaient sur une description naturaliste et laissaient une grande part d'interprétation à ceux qui voulaient s'en servir.

Skempton rappelle la description de Bélidor, accompagnée de valeurs de poids volumique, distinguant rocher, sable et terre, qui lui semble la première et la plus complète de celles du XVIII^e siècle.

Nous avons recherché tout au long du XIX^e siècle quelles pouvaient être les données de référence sur les sols. L'absence de références chiffrées et de mode de leur obtention est certainement une des explications des réclamations sans fin des entrepreneurs et des très nombreuses ruptures de marché. Il était dès lors très difficile de juger de la validité des récriminations tant de la part de l'entrepreneur que du maître d'ouvrage. Par exemple la granulométrie des sables criblés depuis des temps immémoriaux n'a été quantifiée que lors des études sur le béton de Féret (1892).

De nombreuses classifications granulométriques y compris pour la partie argileuse furent proposées après 1920. Mais c'est à partir de l'entrée en guerre des États-

Unis, pour juger de l'aptitude d'un site à la construction d'un terrain d'aviation que Casagrande élaborait ce qui devait servir au cadre d'une classification unifiée des sols en intégrant les données granulométriques, les limites d'Atterberg, et en définissant des pratiques d'essais en laboratoire et des procédures d'identification sommaire sur le terrain.

Remarque sur une exception française

Le développement de tous les matériels de prélèvement, de mesures *in situ* ou en laboratoire souvent imparfaits, mais qui avaient le mérite d'orienter ou d'appuyer le travail créatif de l'ingénieur, eut pour conséquence de créer un climat propice au travail d'innovation des procédés de construction. C'est tout un chapitre de la mécanique des sols appliquée, qu'il convient de ne pas passer sous silence, à défaut de pouvoir le traiter en détail dans le cadre de cet article. Il relève plus peut-être qu'un autre de l'approche expérimentale de la mécanique des sols.

Ce sont les entrepreneurs français qui y furent particulièrement brillants pour tous les procédés relevant de l'injection et des fondations spéciales. En fait, c'était une tradition qui remontait au milieu du XIX^e siècle, qui résultait de la conjonction de deux conditions particulières propre à l'espace technique et économique français. L'entrepreneur français s'est trouvé très vite confronté à un marché étroit dans lequel la compétition était très dure. Il trouvait en face de lui un client qui était à la fois maître d'ouvrage et maître d'œuvre, qui n'a pas dédaigné d'écouter ses propositions d'amélioration des projets qui avaient été établis par ses propres services. L'innovation s'imposait comme moyen d'augmenter ses marges⁽¹³⁾.

La confusion de la fonction de maître d'ouvrage et de maître d'œuvre, particulière à la France, avait pour origine le fait que les grands travaux pour l'essentiel étaient financés ou garantis par l'État, au contraire de ce qui se passa en Angleterre. On comprend que l'État ne pouvait pas confier à un tiers la conception et la gestion des travaux de construction des fortifications, d'arsenaux, des routes qui les desservaient, des canaux, dont il avait conçu le réseau, en vue d'aménager le territoire suivant une vision qui lui était propre.

Nous voyons dans la présence, sur ordre de Colbert, du chevalier de Clerville (1610-1677), commissaire général aux fortifications prédécesseur de Vauban, auprès de Riquet qui ne pouvait financer que 20 % de la dépense du canal du Midi, le début d'une pratique qui relève de l'exception française, et qui s'étendit sur plusieurs siècles. C'est le chevalier de Clerville qui établit le devis du canal, c'est-à-dire au sens du XVII^e siècle, le projet. C'est ainsi qu'il proposa la réalisation d'un réservoir d'alimentation unique au site de Saint-Feréol, au lieu d'une dizaine de réservoirs comme pour le canal de Briare⁽¹⁴⁾.

⁽¹³⁾ Barjot D. – « L'innovation dans les travaux publics (XIX^e-XX^e siècles), une réponse des firmes au défi de la demande publique ». *Histoire, économie et société*, n° 2, 6^e année, 1987.

⁽¹⁴⁾ Gazelle F. – « Riquet et les eaux de la montagne noire, l'idée géniale de l'alimentation du canal », dans *Histoire du canal du Midi*. Édition du tricentenaire sous la direction de J.D. Bergasse, vol. 4, 1985, p. 145-169.

Voir aussi tome 3, Blanchard A., Bergasse J.D. – « Ingénieurs du Roy et canal des deux mers ».

L'expertise technique des services de l'État permettait un dialogue fructueux avec les entrepreneurs, facilité par la possibilité de passer des marchés sur concours (1882), d'autant plus que les frontières entre entrepreneurs et Administration étaient franchies facilement avec une pratique très libérale des congés. Il faut y voir l'origine des compétences très étendues des entrepreneurs français, qui au cours du XIX^e brillèrent déjà dans les travaux portuaires et dans les fondations à l'air comprimé⁽¹⁵⁾. Ces compétences aidèrent à la réussite à l'exportation de la profession. En 1913, les dix plus grandes entreprises françaises (SGE, GTM, Hersent, Fougerolle, entre autres), réalisaient 60 % de leur chiffre d'affaires à l'exportation⁽¹⁶⁾. La mondialisation qui nous concerne tant aujourd'hui, était alors aussi avancée que dans les années 70.

Les sociétés d'électricité, fondées à la fin du XIX^e siècle, créèrent également les conditions d'une liberté qui facilita les initiatives, et une créativité que ne permettait pas la lourdeur d'un service d'État. Une partie de la communauté technique française trouva en Algérie des conditions géomorphologiques qui l'obligea à des solutions originales, en particulier pour tout ce qui touchait au sol. Sa réussite fut connue des États-Unis. Elle y trouva aussi la solution de l'injection des alluvions⁽¹⁷⁾. Ces pratiques furent continuées par les grandes entreprises publiques après la Seconde Guerre mondiale.

Les échanges et transferts technologiques

L'exposé sommaire qui vient d'être fait montre que, dans l'activité du génie civil et en mécanique des sols plus particulièrement, les échanges et transferts technologiques sont inhérents à la pratique de ce qui reste par bien des aspects un art. On peut distinguer comme canaux des échanges technologiques, les hommes, les structures comme les Académies et les sociétés savantes, les livres techniques, les revues, les missions et, enfin, les congrès. On se propose d'évoquer quelques cas pour chacun des aspects ainsi dénombrés.

Les techniciens ont voyagé à toutes les époques et depuis les plus anciennes. Ils furent les vecteurs des échanges soit qu'ils s'installent dans un autre pays que le leur, soit qu'ils viennent pour des périodes plus ou moins longues, ingénieurs hollandais pour apprendre aux Français les techniques d'assèchement, ingénieurs du Harz pour les mines, les Italiens pour l'irrigation en Provence, et beaucoup d'autres. Lorsque François I^{er} ramena Léonard de Vinci d'Italie, c'était d'abord un ingénieur qui venait avec toute l'expérience de l'Italie dans le domaine des canaux. La première idée du canal du Midi lui est due, en réponse au problème de transport qui lui avait été posé par le pouvoir royal.

Les institutions comme les Académies et équivalentes furent des foyers d'échanges dès leur création.

⁽¹⁵⁾ Glossop R. – « The invention and early use of compressed air to exclude water from shafts and tunnels during construction ». *Géotechnique*, vol. 26, n° 2, juin 1976, p. 253-280.

⁽¹⁶⁾ Barjot D. – « La grande entreprise de travaux publics (1883-1974), contraintes et stratégie ». Thèse de doctorat d'État, Paris IV-Sorbonne, 1989.

⁽¹⁷⁾ Glossop R. – « The invention and development of injection process ». Part I, 1802-1850, *Géotechnique*, vol. 10, sept. 1961. Part II, 1850-1960, *Géotechnique*, vol. 11, dec. 1960.

Belidor fut *Fellow of the Royal society* de Londres, consacrée aux sciences et fondée en 1662, comme Peronnet ultérieurement. L'Académie des sciences à Paris fut fondée en 1666. Elle comprenait des membres étrangers comme Huyghens. D'autres capitales se dotèrent d'institutions analogues, les capitales provinciales françaises également.

Des sociétés pour favoriser le développement scientifique à des fins industrielles ou furent fondées, comme la Société pour l'encouragement à l'industrie nationale (SEIN) en 1802 à Paris puis à Mulhouse en 1827. Puis vinrent les sociétés savantes, celle des ingénieurs civils anglais en 1818, la Société de géologie à Londres 1820, à Paris 1830, la Société des ingénieurs civils à Paris 1848, pour n'en nommer que quelques-unes. Toutes ces sociétés, comme les Académies, avaient des bulletins ou des recueils des mémoires acceptés par leurs instances.

Les transmissions du savoir étaient fonction des supports matériels de l'époque. Au XVIII^e siècle les revues étaient exceptionnelles, mais les livres sans être aussi abondants qu'au XIX^e siècle, existèrent en nombre conséquent à partir du début du XVIII^e siècle (Gautier, Belidor, Dubuat, Bossut, Lalande, Gauthey, Girard). Les traductions étaient choses ordinaires, Delius, Silberschlag, auteurs allemands, furent traduits, mais aussi des auteurs anglais, italiens. Les traductions se faisaient dans les deux sens, même si la pratique du français était très répandue dans les classes aisées de toute l'Europe. Le mémoire de Coulomb fut traduit en allemand par Woltman en 1790, les aides-mémoires de Morin en anglais pour les États-Unis où le corps des ingénieurs à ses débuts utilisa les manuels français de Navier.

Le nombre de livres publiés augmenta tout au long du XIX^e siècle. Mais le phénomène nouveau fut celui de la multiplication des revues. Bruno Jacomy rapporte qu'il y avait dix périodiques scientifiques et techniques à la fin du XVIII^e siècle, cent au début du XIX^e et dix mille vers 1900.

En France, dans le domaine du génie civil, deux revues méritent une mention spéciale, pour le XIX^e siècle, les *Annales des ponts et chaussées*, fondées en 1830, et le *Génie civil*, fondé en 1880. La première, véritable organe du corps des ponts et chaussées, portait à la connaissance de ses abonnés toutes les avancées ou réalisations dans le domaine qui était le sien avec une périodicité trimestrielle. La revue du *Génie civil*, devenue très rapidement hebdomadaire, était plus ouverte sur l'ensemble des techniques. Il faut dire que celle-ci a été créée à un tournant du siècle qui marquait, avec l'irruption de l'électricité, le début de la deuxième révolution industrielle. Ces deux revues étaient extrêmement ouvertes sur le monde, et contenaient des comptes rendus abondants des livres et publications étrangères ainsi que des comptes rendus de visites ou de missions.

Un autre canal de transfert technique est celui des missions d'études. Les missions de visite en Grande-Bretagne et aux États-Unis se succédèrent sans discontinuer tout au long du XIX^e siècle, dès la fin des guerres napoléoniennes. Mais elles ne se limitèrent pas à ces seuls pays, elles se firent partout où il y avait quelque chose à apprendre, comme les irrigations en Italie. À des fins différentes, les séjours d'assistance technique des ingénieurs du corps des ponts furent fréquents (Brésil, Pérou, Russie, Europe centrale, Turquie,

Égypte). Cinq pour cent du corps étaient détachés à cet effet vers 1873.

Vint ensuite le temps des congrès qui se développèrent dans un premier temps à l'ombre des expositions universelles, dont la première est celle de Londres en 1852, suivie de cinquante-neuf autres jusqu'en 1920. D'autres expositions internationales mais spécialisées comme celle de 1881 à Paris, consacrées à l'électricité, marquèrent leur époque.

Le premier congrès de génie civil eut lieu à Paris en 1880, celui de la navigation intérieure en 1885 à Bruxelles, celui de l'association internationale pour l'essai des matériaux en 1889 qui en 1901 tenait à Budapest son quatrième congrès.

Dans les années 1880, début de la seconde révolution industrielle, une accélération dans le rythme des échanges se fit sentir. Au congrès de navigation intérieure de Paris en 1892, il y avait 1 472 délégués venant de 22 pays différents. Ces réunions furent des occasions de rencontres au cours desquelles se tissèrent toujours plus nombreux des liens personnels entre hommes de métier, qui facilitèrent l'échange d'expérience.

Au fur et à mesure, de nouveaux congrès internationaux furent institués pour répondre au besoin d'approfondissement de la connaissance, celui de la Houille Blanche en 1902, de la Route en 1908, des Grands Barrages en 1933. Le premier congrès de la Mécanique des sols, à Cambridge, en 1936, s'inscrivait dans une évolution tout à fait normale. Il réunit 206 participants.

Parmi les techniques ou procédés, objets de transfert technologique dans des domaines connexes à la mécanique des sols, on peut citer le barrage en maçonnerie moderne, dont le Furens (1862-1866), près de Saint-Étienne, fut le prototype. Appelé le barrage français, il servit de modèle dans le monde entier. À l'inverse, on remarquera le transfert des États-Unis vers la France, des techniques du barrage en terre et la très grande vitesse à laquelle l'assimilation en fut faite, après la Seconde Guerre mondiale.

Conclusion

Cette histoire n'a pas de conclusion, puisqu'elle se continue sous nos yeux, certains d'entre nous y étant particulièrement actifs. Toutefois, après ce survol très rapide et forcément réducteur, il n'est pas inutile d'insister sur certains traits que nous n'avons peut-être pas assez soulignés.

Le génie civil et la mécanique des sols qui fait partie intégrante du premier, ont été élaborés à partir d'une pratique expérimentale. Ceci ne veut pas dire que l'on peut se dispenser, ou tenir pour négligeable l'approche théorique. Cette dernière permet peut-être seule de dépasser, de conduire et d'organiser l'étude expérimentale. Mais celle-ci doit « faire apercevoir, démêler et déterminer les principes eux-mêmes, ou les lois scientifiques, les bases scientifiques... de l'établissement des équations qui en seront l'expression⁽¹⁶⁾... ». Elle est au départ de tout progrès.

Tout ce travail trouve sa justification dans la réalisation des projets dont le comportement prime toute

⁽¹⁶⁾ Barré de Saint-Venant – « Sur le but théorique des principaux travaux de Henri Tresca ». Comptes rendus de l'Académie des sciences, 13 juillet 1885.

autre approche et celle du calcul en particulier. Ceux-ci ne sont pas commandés par une spéculation gratuite mais par la satisfaction des besoins de la société de l'époque, besoins dont l'économie n'est pas la seule raison. Les ingénieurs ne font que répondre à un défi permanent imposé par la demande publique ou privée.

Le champ du génie civil n'est pas celui de l'invention mais de l'innovation, celle de matériaux (ciment, béton, béton armé et précontraint), de procédés (l'injection, les fondations spéciales, la terre armée), d'ouvrages (barrages en terre, barrages-voûtes). Il est un lieu de synthèse de tous les moyens du système technique d'une époque donnée.

Si la communauté technique française a joué un rôle éminent pendant près de deux siècles dans ce domaine, au point d'être considérée par un historien anglais comme la patrie du génie civil, c'est parce que l'espace français politiquement unifié plus tôt que bien d'autres pays en Europe, et qui était aussi le plus vaste, avait besoin d'être défendu, et aménagé. Au début du xx^e siècle, la mise en valeur de l'Ouest américain eut

des conséquences identiques dans le développement de la mécanique des sols pour les États-Unis.

Mais, si cette même communauté a su si bien remplir sa mission, c'est qu'elle y avait été très bien préparée. Dès la fin du $xviii^e$ siècle, il y avait en France cinq écoles d'artillerie et trois écoles d'hydrographie. Ensuite, au $xvii^e$ siècle, la France a su se doter d'écoles dans le génie civil et les domaines connexes bien avant les autres pays. On se rappelle tous de l'École des ponts et chaussées fondée en 1747 ou de l'École polytechnique en 1793, ou de l'École centrale en 1829. On oublie plus facilement l'École des arts et métiers en 1780, des mines de Paris 1784, celle de Saint-Étienne 1816, l'École d'artillerie de Metz en 1804.

Coulomb était l'élève de l'École du génie de Mézières, fondée en 1748. On a cité le nom de l'abbé Bossut qui fut son professeur, un autre maître dans ce même établissement s'appelait Monge.

Cette leçon de l'importance de la formation des hommes est toujours actuelle.

DENEBOLA-LCPC

Un logiciel de calcul des écrans de soutènement
(rideaux de palplanches, parois moulées)
par la méthode du coefficient de réaction

Basé sur la méthode de calcul aux coefficients de réaction, **DENEBOLA-LCPC** permet de **déterminer** de manière rapide et aisée **les efforts et les déformations dans un écran de soutènement** fiché dans le sol, aux différentes phases de travaux et d'exploitation. L'inertie de l'écran peut être variable et il peut être soumis à :

- des efforts de flexion en tête et à la base et, plus généralement, à des conditions aux limites les plus diverses ;
- des efforts hydrauliques dus aux pressions interstitielles ;
- l'action de tirants (précontraints ou non) et butons ;
- des moments extérieurs imposés ;
- des déplacements imposés.

La méthode repose sur une modélisation simplifiée de l'action du sol sur l'écran dans laquelle l'action du sol sur l'écran est réduite, en chaque point de l'ouvrage, à gauche et à droite, à une pression horizontale, liée au déplacement du niveau considéré par une loi de réaction. Les lois de réaction utilisées couramment, mais abusivement désignées par le terme de « lois élastoplastiques », sont des lois de mobilisation linéaire avec paliers de poussée et de butée. Elles sont donc typiquement composées de trois parties :

- le domaine de poussée limite caractérisé par la pression p_c ;
- le domaine de butée limite caractérisé par la pression p_b ;
- le domaine pseudo-élastique, caractérisé par le coefficient de réaction k_h ; ce domaine peut lui-même être décomposé en sous-domaines, caractérisés par une succession de valeurs de k_h .

Initialement développé par le Laboratoire central des ponts et chaussées, ce logiciel a été mis à jour et doté de nouvelles fonctionnalités à l'occasion d'une évolution visant à offrir une interface utilisateur plus conviviale, fonctionnant sous Windows 9x ou Windows NT.

Prix de lancement jusqu'au 20 décembre 2000

20 000 F HT (23 920 F TTC)

Distribué par



Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères - 75343 Paris cedex 07
Tél. : 33 (0)1 44 58 27 40 - Fax : 33 (0)1 44 58 27 44
e-mail : presses.ponts@mail.enpc.fr

Caractérisation endoscopique des milieux granulaires couplée à l'essai de pénétration

P. BREUL

SOL SOLUTION
ZAC des portes de Riom
63200 Riom

R. GOURVES

LERMES/CUST
Campus universitaire
des Cézeaux
BP 206
63174 Aubière Cedex

Résumé

Cet article présente une nouvelle technique de caractérisation *in situ* des milieux granulaires utilisant l'endoscopie et l'analyse d'images. La première partie présente les objectifs de cette technique et décrit la méthode d'investigation utilisée. La seconde partie est consacrée à l'ensemble des caractéristiques extraites automatiquement à partir des images. On s'attarde plus particulièrement sur l'analyse de la texture des images, sur l'étude de la granulométrie des matériaux, enfin sur l'étude de l'angularité et de la colorimétrie. Cette partie se termine sur la présentation d'une démarche générale d'analyse divisée en trois niveaux. Enfin, la dernière partie présente sur un exemple d'application réelle de caractérisation des remblais : l'utilisation de cette technique met en évidence l'intérêt du couplage avec les essais de pénétration.

Characterisation of granular materials by using endoscopy and penetration test

Abstract

This paper deals with a new technique of a *in situ* granular medium characterisation using endoscopy and images analysis. The first part sets out techniques aims and describes the investigation method. The second part is devoted to the characteristics automatically extracted from images. We are studying more precisely images texture, materials particles size analysis, angularity and colorimetric characteristics. At least we proposed a general approach of analysis divided in three stages. The last part deals with a real application of embankment characterisation by using the technique. This example underlines the coupling interest of this technique with the penetration tests.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées dans un délai de trois mois après sa parution.

Introduction

Le comportement des milieux granulaires est étroitement lié à leur microstructure. Une description complète de cette microstructure permet une meilleure estimation du comportement global du matériau. Mais l'obtention des paramètres décrivant la microstructure est impossible *in situ* et délicate de manière expérimentale sur des matériaux réels. C'est pourquoi, la mécanique des milieux continus, qui permet d'obtenir les caractéristiques globales des matériaux à partir d'essais réalisés en laboratoire ou *in situ*, est largement utilisée à l'heure actuelle.

Les essais en laboratoire permettent une identification précise des matériaux du point de vue mécanique et physique ; ils sont relativement bien maîtrisés. Mais ils sont parfois longs, chers et pratiqués sur des échantillons remaniés donc partiellement représentatifs de l'état réel du matériau. C'est pourquoi on assiste à un développement des essais *in situ* qui, bien que porteurs de peu d'information (un ou deux paramètres mécaniques), ont l'avantage de sonder le milieu dans son état naturel et de pouvoir être multipliés et couplés avec d'autres essais, ce qui permet ainsi une bonne caractérisation et une estimation de la variabilité du sol.

L'essai de pénétration est l'un des essais *in situ* classique utilisé en reconnaissance géotechnique et en contrôle des remblais. Il fournit des informations sur l'état de serrage du matériau en fonction de la profondeur. Mais cet essai est « aveugle ». Aussi l'utilisation de l'endoscope pour récolter des images et de l'analyse d'images pour étudier les matériaux granulaires *in situ* d'une manière peu traumatisante, peut permettre de retrouver les caractéristiques physiques des matériaux.

Cet article présente le procédé de prise d'images *in situ* des matériaux ainsi que les différentes caractéristiques extraites automatiquement à partir des images récoltées. Enfin un exemple pratique de caractérisation de remblai permet de mettre en évidence l'intérêt du couplage de cette technique avec les essais de pénétration.

Le procédé de prise d'images

Les objectifs du procédé

Le but du procédé est de récolter des images de milieux granulaires *in situ*, dans la cavité laissée par un essai de pénétration de 16 ou 23 mm de diamètre (lors de notre travail nous avons essentiellement utilisé le pénétromètre dynamique de type PANDA (Gourves, 1991 ; Zhou, 1997). Étant donné la nature du milieu ausculté, le procédé doit d'être robuste (milieu effondrable, abrasif, humide...). Pour avoir un intérêt pratique, il doit être peu encombrant, facile à manipuler et d'un temps court de mise en œuvre et d'intervention. Pour permettre l'observation ou le contrôle d'ouvrages en service, il doit être peu traumatisant. Enfin, les images recueillies doivent être d'une qualité suffisante pour permettre leur exploitation ultérieure.

Dispositif expérimental et méthode d'investigation

À la suite d'un essai au pénétromètre dynamique, on utilise la cavité laissée par l'essai (diamètre de la cavité : 16 mm) pour introduire un endoscope comprenant un capteur à transfert de charge (CCD) et un éclairage par fibre optique, et pouvoir ainsi récolter des images du sol tout le long de la cavité. Afin d'obtenir des images de la meilleure qualité possible, un dispositif permettant de maintenir et de stabiliser l'endoscope lors de la prise d'image a été mis en place (Fig. 1). L'utilisation d'un tube percé de fenêtres dont l'écartement des bords est défini avec précision permet de connaître, pour chaque image, le grossissement avec lequel on travaille. Les images, une fois récoltées, sont stockées numériquement pour être traitées et analysées ultérieurement.

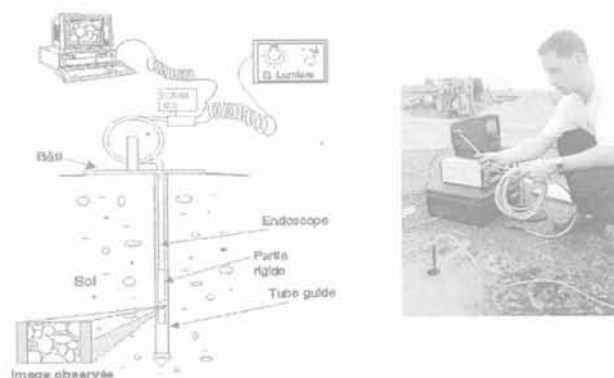


FIG. 1 Principe du procédé et présentation *in situ*. Apparatus principle and *in situ* presentation.

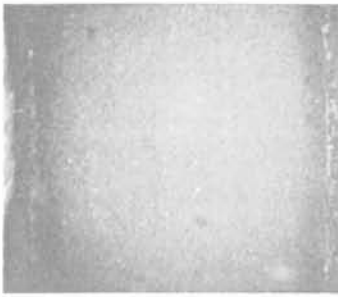
Images obtenues

Un exemple d'images obtenues par ce procédé est donné ci-dessous (Fig. 2). Les images acquises sont en couleur, de taille 640*480 pixels. La partie de l'image contenant réellement le matériau granulaire observé correspond à un carré de 5 mm de côté. Deux phénomènes influent sur la qualité de ces images. Tout d'abord l'homogénéité de l'éclairage, qui est souvent plus fort au centre de l'image qu'en périphérie et aussi la texture et le degré d'humidité des matériaux qui sont susceptibles de favoriser la présence de zones de reflet dans l'image.

Ce dispositif permet d'ausculter les sols jusqu'à une profondeur de 7 m. Les avantages d'un tel procédé sont de pouvoir effectuer un grand nombre d'essais rapidement et sans traumatisme. Du fait du champ de vision que procure l'endoscope, on travaille pour le moment sur des matériaux dont le diamètre des grains varie de 0 à 5 mm. Le passage à l'étude de matériaux plus grossiers fait l'objet des recherches futures.

Différentes caractéristiques étudiées à partir des images

Parmi les paramètres locaux caractérisant les sols, la texture, la granulométrie, l'angularité et la couleur



Limon (Arles - 0/0,5 - A1)



Sable (Allier - 0,1/0,315 - B5)



Basalte (2/8 - DC3)



Sable gréseux (0/2 - B5)



Silico-calcaire (1/5 - DC1)



Pouzzolane (D1)



FIG. 2. Exemples d'images obtenues avec le procédé (classification GTR).
Images obtained by using this apparatus (GTR classification).

des matériaux ont été étudiées. La granulométrie est sans conteste le paramètre le plus important, pour l'identification, la classification et la prévision du comportement d'un sol.

En effet, la plupart des classifications de sols utilisent ce paramètre et notamment la classification GTR du *Guide pour les terrassements routiers* (SETRA, 1994), qui sert de référence en France pour tout ce qui concerne les matériaux de remblais. L'angularité et la couleur des particules composant le sol sont des caractéristiques secondaires mais elles permettent de différencier les couches de matériaux entre elles et d'obtenir rapidement des informations sur l'origine des matériaux.

3.1

Caractérisation de la texture

L'analyse de la texture des images a deux objectifs. Premièrement dissocier les matériaux fins pour lesquels une analyse granulométrique par analyse d'images n'est pas envisageable, des matériaux plus grenus sur lesquels cette analyse est possible et deuxièmement caractériser les matériaux fins.

Parmi les trois principales approches utilisées (statistique, structurelle et spectrale) pour caractériser la texture d'une image (Gonzalez, 1992), on a adopté les approches statistique et spectrale (Breul, 1999). L'approche spectrale est basée sur l'étude de la trans-

formée de Fourier $F(u, v)$ de l'image où u et v représentent les variables de fréquence. Raschke (1996) a montré que la texture d'une image de sol peut être caractérisée par le spectre de puissance $P(u, v) = |F(u, v)|^2$ ou de manière plus simple par le moment normalisé (M_i) du logarithme normalisé des valeurs du spectre de puissance, défini par :

$$M_i = \frac{\sum_{n=0}^N n^i P^*(n)}{\sum_{n=0}^N n^i}$$

où : i = ordre du moment ;

N = nombre total de termes de $P^*(n)$ considéré ;

$P^*(n)$ = logarithme normalisé du spectre de puissance.

Des études non fournies dans cet article (Breul, 1999) ont montré que, sur les images, l'utilisation d'un moment d'ordre 3 permettait la meilleure discrimination des différentes textures de sol. Une étude sur différents matériaux a été réalisée, afin d'évaluer l'influence de la granulométrie des matériaux sur la valeur de M_3 . La figure 3 fournit les valeurs moyennes de M_3 pour chaque image (valeur brute), ainsi que la moyenne de ces valeurs pour chaque matériau (valeur moyenne). Cette étude permet de mettre en évidence la possibilité de dissocier les matériaux grenus des matériaux fins. En effet, plus un matériau est grenu, plus la valeur moyenne des moments normalisés est faible et plus les valeurs brutes sont dispersées.

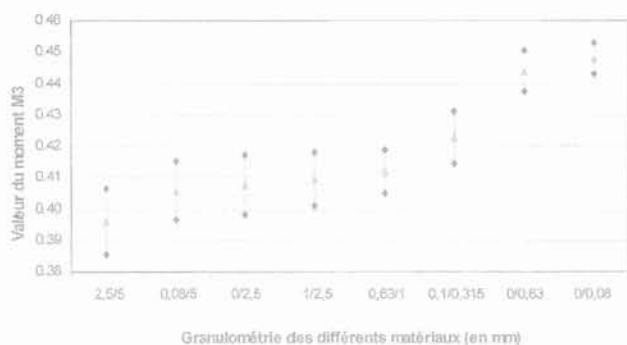


FIG. 3 Variation des valeurs du moment M3 pour différents matériaux (classés du plus grossier au plus fin) (intervalle de confiance à 95 %).

Variation of M3 values for different materials (classified from the coarsest to the finest) (confidence interval at 95%).

Une seconde étude a été menée afin de voir l'influence de la proportion de particules fines (particules de taille inférieure à 80 μm) dans un matériau, sur la valeur du moment M3. Deux zones peuvent être mises en évidence (Fig. 4). Jusqu'à un pourcentage de fines particules de l'ordre de 30 à 40 %, plus la proportion de particules fines augmente, plus le moment normalisé est important, mais reste en dessous de la valeur 0,43. Par contre, au-dessus d'une proportion de 40 % de particules fines, on ne constate pratiquement aucune variation de texture, et le moment M3 est toujours supérieur à 0,43.

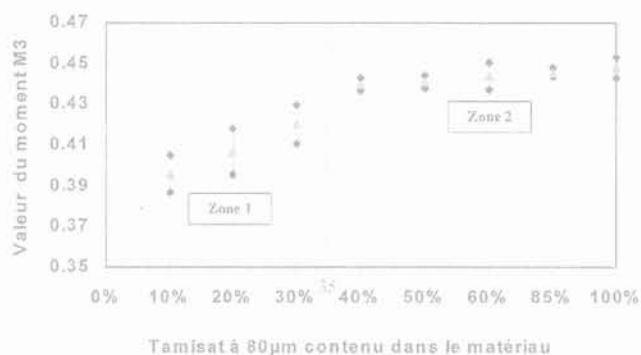


FIG. 4 Variation des valeurs du moment M_i en fonction de la proportion de particules inférieures à 80 μm contenues dans le matériau.

Variation of M_i values taking into account the 80 μm finer particles percentage.

Cette dernière remarque est intéressante, car le seuil de 35 % de particules inférieures à 80 μm dans un matériau marque la limite dans la classification GTR, entre les matériaux classés A (matériaux très fins et donc très sensibles à l'eau) et les autres matériaux. Une valeur de M3 supérieure à 0,43 permet donc de distinguer les matériaux très fins des autres matériaux.

L'observation des images de matériaux comportant une proportion de particules fines inférieure à 10 %, nous permet de dire qu'en dessous de cette valeur, il est possible d'effectuer une analyse granulométrique sur les images. Il est donc intéressant de trouver un paramètre permettant de séparer les matériaux sur lesquels sera effectuée une analyse granulométrique, des autres (ceux dont la proportion de fines particules est trop importante). L'analyse spectrale n'apporte pas de réponse pour ce genre de matériaux car les valeurs de M3 accusent une dispersion trop importante d'une image à l'autre (Fig. 3). Aussi, une approche statistique basée sur l'étude de l'histogramme des images et plus particulièrement sur l'écart-type et le coefficient de variation des niveaux de gris est utilisée pour distinguer ces matériaux (Fig. 5).

L'étude statistique permet de voir que dans nos conditions de prise d'images, les images de matériaux dont la proportion de particules fines est inférieure à 10 %, possèdent un écart-type supérieur à 40 niveaux de gris et un coefficient de variation supérieur à 25 %. En effet, plus un matériau est grenu, plus il y a de variations importantes de niveaux de gris sur son image, du fait de la différence de matière entre les grains, et de la présence de contours plus marqués. Ces deux paramètres permettent donc de dissocier les matériaux sur lesquels une analyse granulométrique est possible.

L'étude de l'écart-type et du coefficient de variation des niveaux de gris en fonction de la proportion de particules inférieures à 80 micromètres contenues dans le matériau. Two graphs are shown: (a) Moyenne de l'écart type des niveaux de gris vs Tamisat à 80 µm (en %) and (b) Moyenne du coefficient de variation des niveaux de gris (en %) vs Tamisat à 80 µm (en %). Both graphs show a decreasing trend as the percentage of fine particles increases.

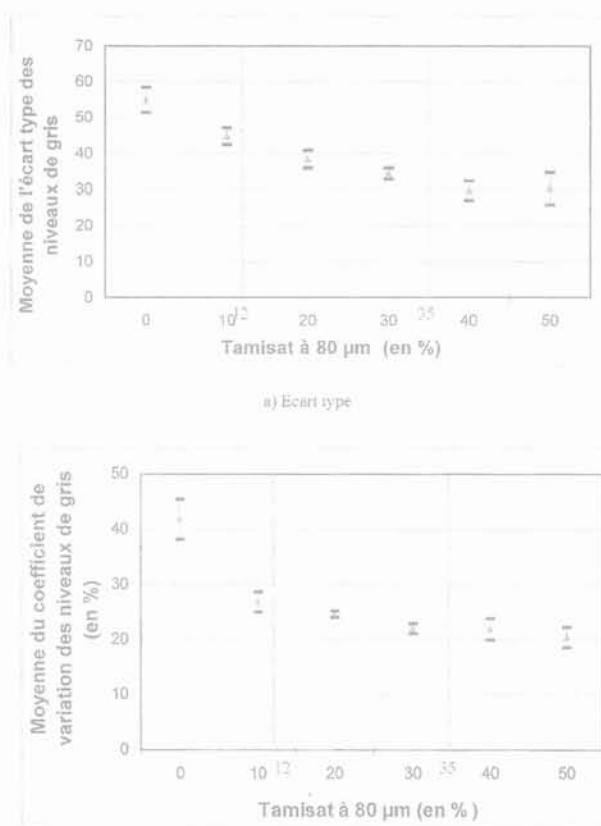


FIG. 5 Variation de l'écart-type et du coefficient de variation de l'histogramme en niveau de gris en fonction de la proportion de particules inférieures à 80 μm contenues dans le matériau (intervalle de confiance à 95 %).

Influence of the 80 μm finer particles percentage on the image standard deviation (a) and grey level variation coefficient (b) (confidence interval at 95%).

Caractérisation granulométrique

Préalablement à l'exécution de l'analyse granulométrique proprement dite, il est nécessaire d'appliquer un traitement aux images afin d'en améliorer les caractéristiques et de faire ressortir les centres d'intérêts. En ce qui nous concerne, le but principal du traitement est d'extraire un maximum de contours des particules de matériaux se trouvant dans l'image en utilisant des outils de traitement classiques (filtre gaussien, transformée chapeau haut de forme, extraction de contours...). Une fois le traitement terminé, l'analyse granulométrique est menée. Les méthodes classiques d'analyse grain par grain (méthode des érodés ultimes, du squelette des vides, de la ligne de partage des eaux...) (Gonzalez, 1992) n'ayant pas donné de résultats satisfaisants, aussi bien du point de vue de la déconnexion des particules que du temps d'analyse, les recherches ont été orientées vers les méthodes d'analyse ensembliste, qui examinent l'image dans sa globalité.

Deux méthodes ont été utilisées. L'analyse par ouverture morphologique (Coster, 1985), en utilisant des éléments structurants carrés, et une méthode basée sur l'étude des traversées de l'image (Fig. 6). L'analyse par ouverture si elle donne des résultats satisfaisants à l'inconvénient d'être moins rapide que l'analyse par traversées et surtout plus sensible aux chevauchements des particules.

La comparaison des résultats obtenus par ces deux méthodes (Fig. 6) et par tamisage manuel « classique » montre que les granulométries par analyse d'images permettent d'obtenir le diamètre des plus gros grains composant le matériau, mais surestiment toujours la proportion de fines particules présentes dans le matériau. Ce biais dans l'analyse est du principalement au chevauchement entre particules de l'image.

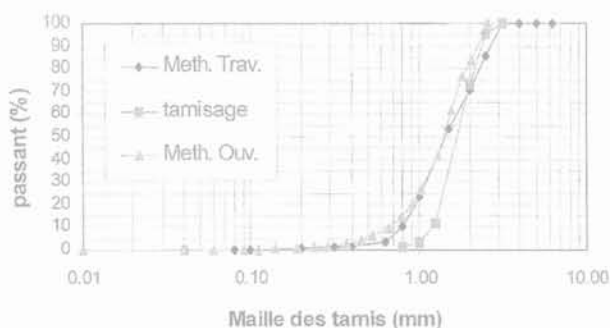


FIG. 6 Comparaison des résultats d'analyse granulométrique obtenus par analyse d'images (méthode par ouverture et par traversées) et par tamisage manuel.

Particles size distribution : comparison between manual sieving and image analysis by crossing and opening method.

Pour prendre en compte le biais introduit dans les analyses par le chevauchement des particules, deux méthodes sont utilisées. La première (Fig. 7) repose sur la probabilité du plan de coupure, elle consiste connaissant le diamètre Y des particules, mesuré à partir de l'analyse des images, à estimer X le diamètre réel de ces particules. Pour cela à partir de la fonction de densité de Y , il est nécessaire de déterminer par intégration

la fonction granulométrique en nombre des particules, puis par dérivation de cette dernière la fonction de répartition de X ou courbe granulométrique du matériau.

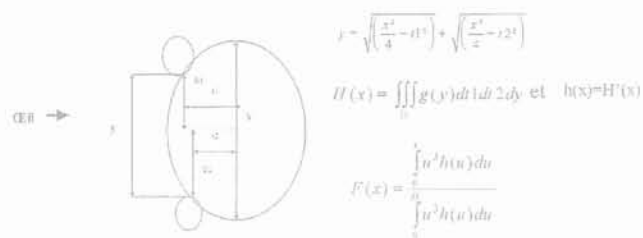


FIG. 7 Principe de la méthode probabiliste du plan de coupure.

Probabilistic method principle.

Cette méthode itérative reste longue en temps d'analyse et sa précision dépend du pas choisi dans les méthodes d'intégration (en l'occurrence méthode des trapèzes).

La seconde méthode mise en place est une méthode par recalage. Basée sur le fait que le biais introduit par le chevauchement des particules est fonction du diamètre des plus grosses particules composant le matériau et de l'étendue de la granulométrie du matériau, cette méthode permet de recalculer la courbe granulométrique réelle du matériau analysé à partir des résultats obtenus par l'analyse d'images et du calcul du diamètre maximum et minimum du matériau.

Les résultats obtenus par cette méthode (Fig. 8) permettent de retrouver avec une bonne précision les courbes granulométriques obtenues par tamisage manuel et ce dans un temps d'analyse plus réduit.

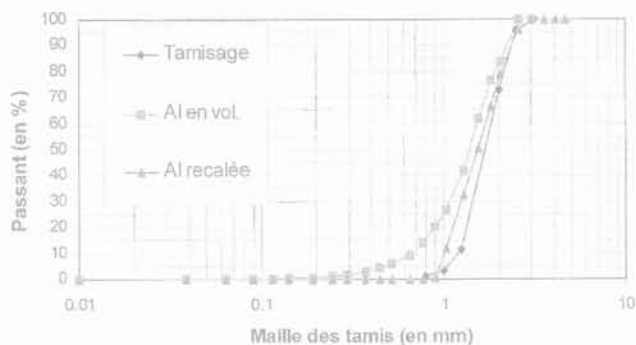


FIG. 8 Comparaison de l'analyse granulométrique par analyse d'images après prise en compte du chevauchement des particules avec la méthode par tamisage manuel (AI : Analyse d'Images).

Particles size analysis comparison between manual sieving and corrected image analysis method.

Caractérisation de l'angularité

L'angularité qui permet de prendre en compte la présence d'arêtes vives sur les particules composant un matériau, est un facteur important pour savoir si le matériau sera plus ou moins frottant. Pour décrire cet

aspect des grains, on classe ceux-ci dans 3 familles, suivant s'ils sont roulés (grains sans arête vive, frottement faible), concassés (grains composés uniquement d'arêtes vives, frottement important) et semi-concassés (grains comportant des arêtes vives et des arêtes arrondies).

La démarche envisagée pour caractériser l'angularité des matériaux consiste à extraire, lors du traitement des images, des morceaux de contours de grains inclus dans l'image. Sur chaque contour ainsi sélectionné, on recherche les points de discontinuité. Ces points sont définis comme étant des endroits d'un contour où l'angle θ entre les tangentes à gauche et à droite en ces points (Fig. 9a) n'appartient pas à l'intervalle $180^\circ \pm \alpha$. L'angle α a été pris égal à 45° .

Afin de reconnaître les contours appartenant à des particules roulées et ceux appartenant à des particules concassées, des indices fonction du nombre de points de discontinuité et de l'angle (que font les tangentes en regard entre chaque point de discontinuité ont été mis en place.

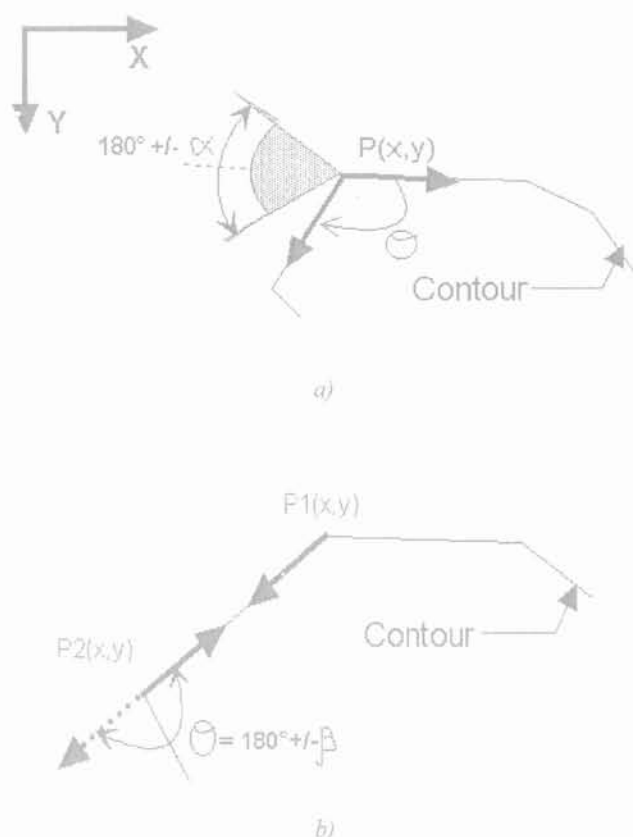


FIG. 9 (a) Définition d'un point de discontinuité $P(x, y)$ sur un contour; (b) Définition de l'angle θ entre les tangentes en regard de deux points de discontinuité d'un contour d'une particule concassée.

a) Discontinuity point definition $P(x, y)$; b) θ angle definition between the tangents of two consecutive discontinuity points.

Cette méthode d'analyse de l'angularité a été testée sur plusieurs matériaux naturels d'une carrière de la région lyonnaise, ainsi que sur deux matériaux non naturels, mais pouvant être assimilés à un sol : des billes de verre représentant un matériau granulaire roulé et du verre pilé représentant un matériau concassé.

Les résultats trouvés au moyen de cette méthode sont sensibles à la grossièreté du matériau analysé et à la proportion de fines particules contenues dans ceux-ci. En effet, sur les matériaux artificiels, la méthode d'analyse est très efficace car les contours des particules composant ces matériaux sont « parfaits » (faciles à détecter donc à extraire, très peu de défauts locaux dus à la texture du matériau, et morphologiquement idéaux). Par contre, pour les matériaux naturels l'efficacité de la méthode est plus relative, du fait de la complexité des images de ce type de matériaux (extraction de contours plus complexe et contours des particules de forme moins franche du fait de la présence de défauts de texture locaux). Sur des matériaux grenus et de texture peu rugueuse, la méthode permet de reconnaître dans plus de neuf cas sur dix l'angularité du matériau. Ces statistiques diminuent notablement dès que le matériau devient plus fin ou présente une texture plus particulière (comme la pouzzolane par exemple).

Enfin, à l'heure actuelle la notion de « semi-concassé » n'est pas détectable par l'analyse.

3.4

Caractérisation colorimétrique

Les images stockées lors de la réalisation de l'essai étant en couleur, une analyse colorimétrique a été effectuée. Le but étant de tenter de mettre en évidence qu'une étude colorimétrique des images de matériaux récoltées *in situ* au moyen d'un endoscope permet d'apporter des informations complémentaires à celles déjà obtenues (granulométrie et angularité). Étant donné la variété des sols existant dans la nature et, pour un même matériau (du point de vue minéralogique), la variété des teintes existantes (présence ou non d'impuretés, proportion d'impuretés, type d'impuretés), il paraît impossible de retrouver la minéralogie d'un sol par cette méthode. Par contre, il est intéressant de savoir si pour un matériau donné on arrive à retrouver une « signature » colorimétrique caractéristique. Cette signature pourrait permettre de reconnaître certains sols, ou d'identifier des changements de couches dans un sol.

Dans un premier temps, une étude de l'influence de l'intensité d'éclairage, de la granulométrie et de la teneur en eau sur les caractéristiques colorimétriques d'un matériau a été effectuée, dans deux référentiels différents (référentiel Rouge Vert Bleu et H (teinte) S (saturation) I (intensité)) (Breul, 1999). Cette étude a montré que la teinte et la saturation sont les caractéristiques les plus stables. C'est pourquoi, les études suivantes ont été réalisées dans un référentiel HSI.

L'analyse effectuée a porté sur huit matériaux fins (diamètres des particules < 2 mm) de provenance géographique et d'origine minéralogique diverses. L'analyse des graphiques présentés figure 10, montre que pour un même matériau, les caractéristiques colorimétriques sont relativement stables sur plusieurs images. De plus, l'utilisation des paramètres H, S et I permet de dissocier la plupart des matériaux entre eux. Il est à noter que le paramètre « niveau de bleu » peut aussi s'avérer intéressant dans des cas de litige entre deux matériaux.

La mise en place d'une démarche de reconnaissance automatique de matériaux par analyse colorimétrique semble quand même assez ardue, du fait de la grande

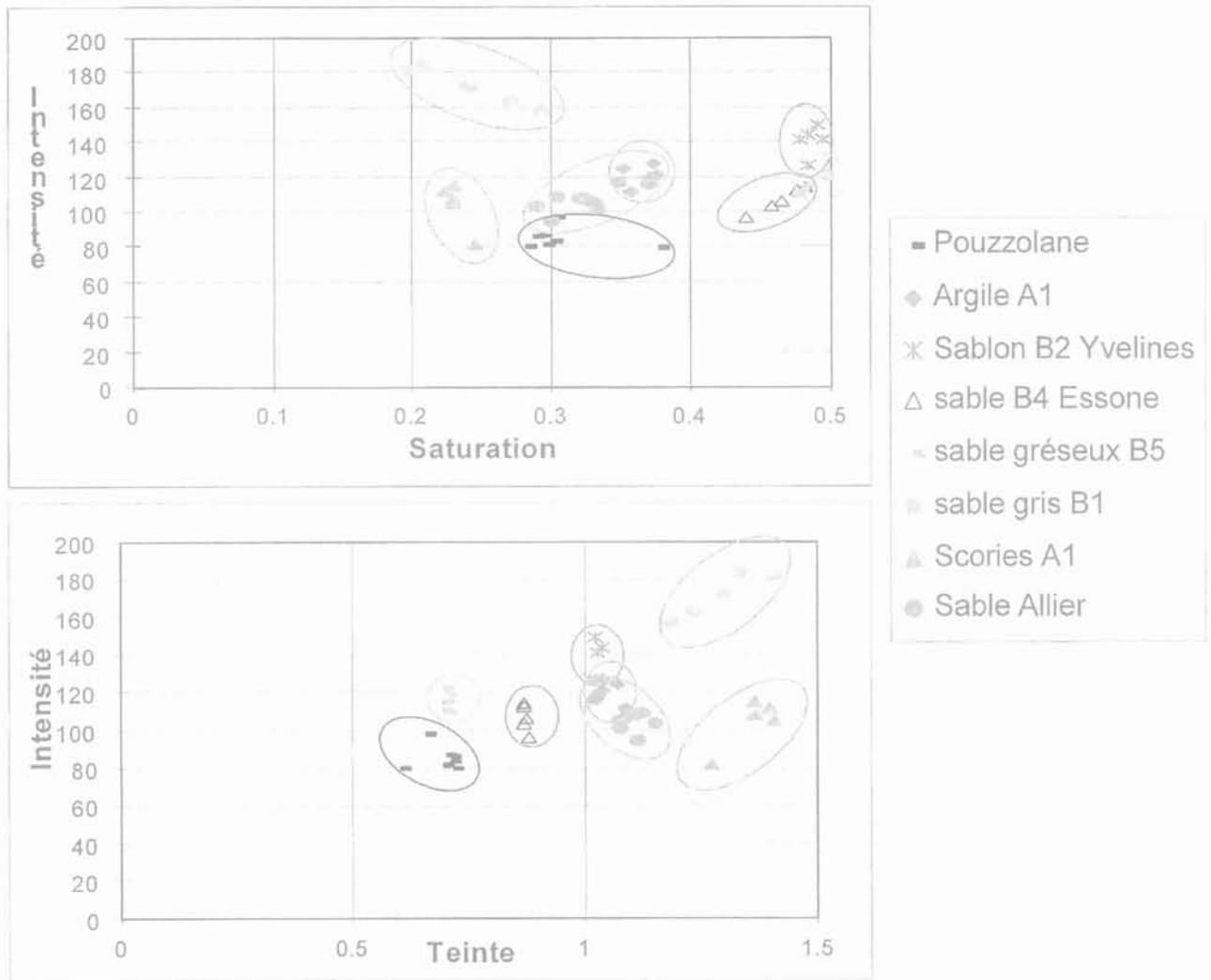


FIG. 10 Résultat de l'analyse colorimétrique sur 8 matériaux dans le référentiel Teinte/Saturation/Intensité. Colorimetric analysis on 8 materials in the system of reference Hue/Intensity/Saturation.

variété des types de matériaux dans la nature et de leur variation de couleur en fonction de leur composition, de la présence ou non d'impuretés et d'autres facteurs (pollution...). Mais il est possible de mettre en place pour chaque matériau des intervalles de valeurs pour H, S et I caractérisant l'identité colorimétrique dudit matériau.

3.5

Démarche générale d'analyse

La démarche générale d'analyse proposée pour caractériser les milieux granulaires en utilisant l'analyse d'images et les essais de pénétration comporte trois niveaux (Fig. 11).

Le premier niveau consiste en une reconnaissance de couches composant le milieu sondé. Cette reconnaissance permet de dissocier les matériaux non seulement du point de vue de leur nature, mais aussi de leur mise en œuvre. Elle s'appuie sur trois analyses couplées : analyse colorimétrique, de texture et pénétrométrique. Cette analyse permet aussi de séparer

parmi les différents matériaux, ceux suffisamment grenus pour permettre une analyse complémentaire de leurs caractéristiques (granulométrie, forme...) de ceux trop fins pour pouvoir être analysés plus en détails.

Le second niveau de l'analyse permet une caractérisation physique plus précise des matériaux reconnus comme grenus à l'étape précédente. Cette étude repose sur l'analyse granulométrique et d'angularité.

Enfin, la dernière étape de la démarche réside dans la mise en place d'une banque de données contenant, pour chaque matériau sa provenance géographique, son origine minéralogique, ainsi que pour chacune des caractéristiques physiques ou mécaniques étudiées les intervalles de variation des valeurs de chaque paramètre. Le but de cette base étant d'établir pour chaque matériau sa « signature physique », afin de faciliter une identification ou un contrôle futur. Afin de compléter cette base de données des études sur des matériaux extraits en carrières ou sur des échantillons récoltés sur site seront menées en laboratoire en conditions réelles et en faisant varier des paramètres tels que la teneur en eau ou le degré de compacité.

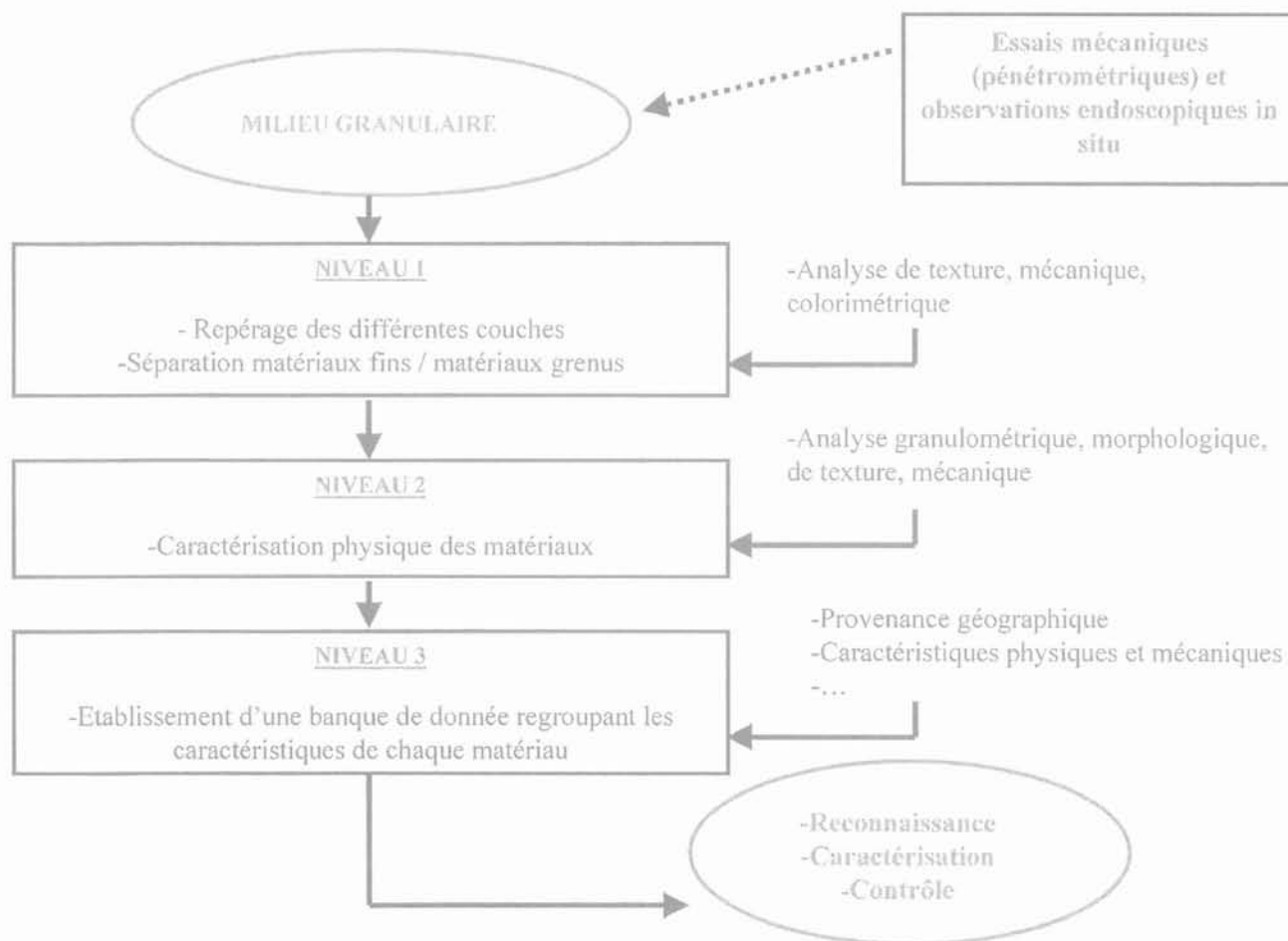


FIG. 11 Démarche générale d'analyse proposée.
General analysis approach.

4

Intérêt du couplage de l'endoscopie avec les essais de pénétration : étude de cas

Afin de mettre en évidence l'intérêt de l'utilisation couplée des essais de pénétration avec les essais endoscopiques est présenté maintenant un exemple d'application de cette technique sur un cas réel.

Cette étude a été effectuée dans le quartier de la Pardieu à Clermont-Ferrand (Breul, 1999), avant l'ouverture d'une tranchée pour extension et modification des réseaux d'eau. Les objectifs de cette étude étaient de retrouver les différentes couches de matériaux du point de vue de leur nature et de la mise en œuvre constituant la tranchée ainsi que la caractérisation de ces matériaux.

Le long de cette tranchée, trois essais (au niveau des reins et sur la clé de la canalisation) de pénétration dynamique, réalisés au PANDA, ont été effectués tous les 4 m. De plus, des essais endoscopiques ont été réalisés dans certains de ces forages. Les résultats d'un des essais endoscopique et pénétrométrique, obtenus au même endroit, sont fournis à la figure 12.

L'analyse de ces résultats permet de faire plusieurs remarques. Tout d'abord, l'étude stratigraphique effectuée à partir de chaque essai, permet de constater que certaines couches du remblai sont bien mises en évi-

dence sur les deux essais (couches comprises entre 0,9/1,2 m et 2,6/3,1 m). L'analyse effectuée sur un essai peut donc être vérifiée et confirmée à partir de l'autre essai.

Deuxièmement, on peut noter que certaines couches de matériaux sont mises en évidence sur un des essais mais pas sur l'autre. C'est le cas entre 1,10 et 2,60 m, où l'essai endoscopique ne repère qu'une couche (constituée donc d'un matériau identique sur toute cette hauteur), tandis que l'essai pénétrométrique met en évidence deux couches (1,10/2,10-2,10/2,60). Cette différence s'explique par le fait qu'il s'agit d'un même matériau remblayé et compacté en deux couches. De même, entre 0,3 et 0,9 m, l'essai pénétrométrique permet de distinguer qu'une seule couche relativement raide. L'étude de l'essai endoscopique révèle deux couches (0,3/0,5 et 0,5/0,9 m) de matériaux de natures différentes (variation des paramètres d'intensité, teinte et saturation). Sur cette zone, il y a deux matériaux de nature différente mais de compacité similaire. Le couplage des deux essais permet d'avoir une complémentarité dans la caractérisation du site et d'affiner ainsi l'analyse.

Enfin, une caractérisation même partielle des matériaux présents dans le remblai est possible à partir des essais endoscopiques. En effet, pour chaque couche mise en évidence, on a pu obtenir sa classification GTR ou au moins une idée du pourcentage de fines particules contenues dans le matériau. (mat. Grenu : matériau possédant moins de 10 % de particules inférieures à 80 µm). Ces caractérisations ont été confirmées lors de l'ouver-

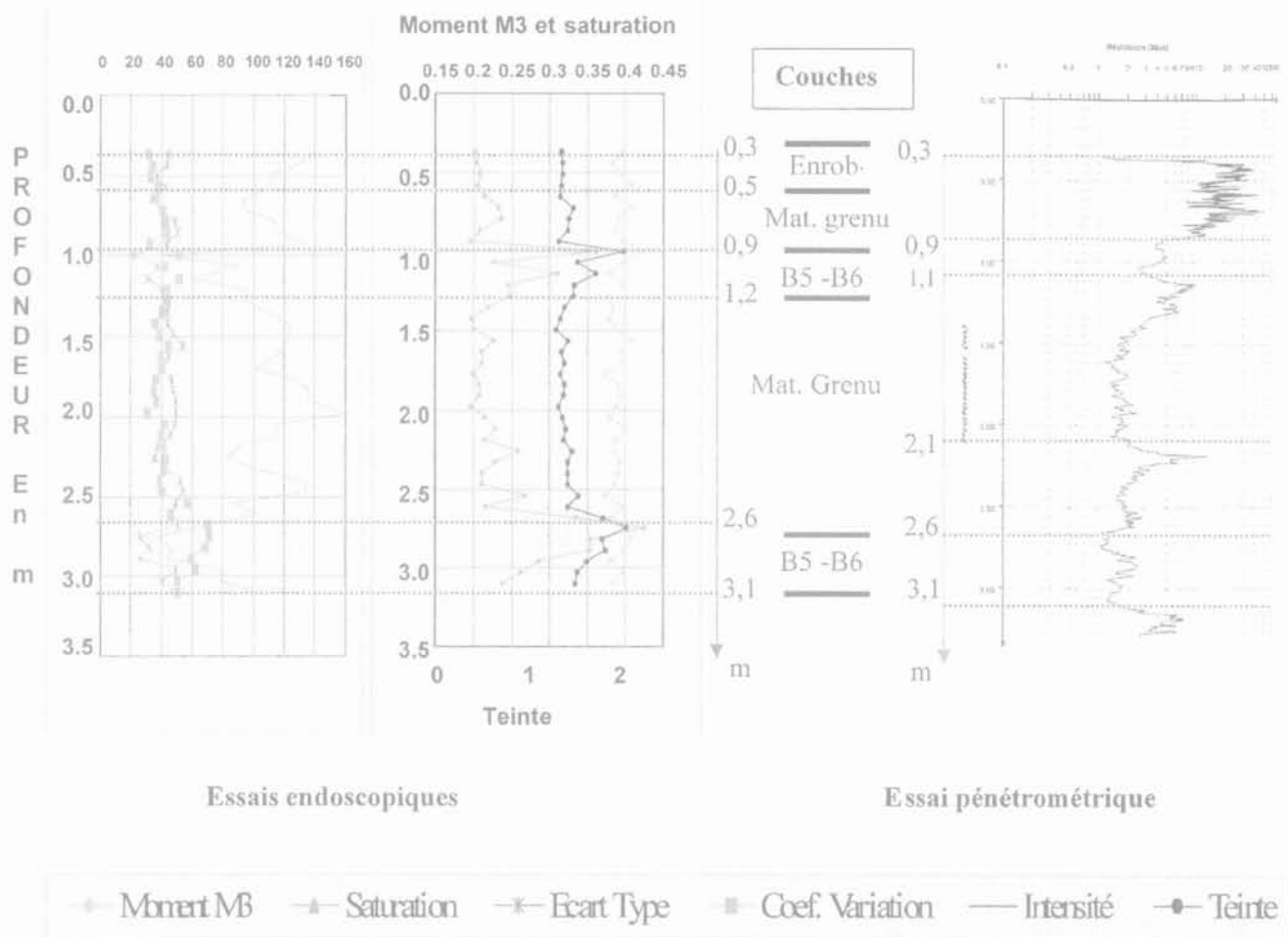


FIG. 12 Résultat des essais endoscopiques et pénétrométriques au niveau de la clé de la canalisation.
Results of endoscopic and penetration test on the pipe.

ture de la tranchée par les essais classiques de laboratoire effectués sur chaque échantillon de matériau.

5

Conclusion et perspectives

L'utilisation de l'endoscopie pour caractériser les matériaux granulaires *in situ* est prometteuse. Des caractéristiques, telles que la texture, la granulométrie, l'angularité ou la couleur des matériaux peuvent déjà être analysées pour effectuer une reconnaissance de sol et/ou un contrôle de matériaux.

Son faible encombrement, sa rapidité d'intervention et le fait d'être peu traumatisante ouvrent à cette technique un champ d'application relativement large. Des

études ont déjà été menées pour le contrôle des remblais, le contrôle de la qualité de mise en œuvre des matériaux autocompactants, la reconnaissance archéologique ou la reconnaissance des neiges pour la prévention des avalanches.

De plus, le couplage de cette technique avec d'autres types d'essais (essais pénétrométriques notamment) permet une caractérisation *in situ* plus complète et plus précise.

L'amélioration des analyses actuelles (granulométrie de tous les types de matériaux), l'étude d'autres caractéristiques des milieux granulaires à partir des images (indice de concassage, forme des particules...), de même qu'une recherche plus approfondie sur le couplage des essais et l'estimation de la variabilité du milieu constituent les perspectives à moyen terme de ce travail.

Bibliographie

Breul P. – « Caractérisation endoscopique des milieux granulaires couplée à l'essai de pénétration. » Thèse de doctorat-ingénieur de l'Université de Clermont-Ferrand, oct. 1999, 280 p.
Gourves R. – « Le PANDA : Pénétromètre dynamique léger à énergie variable pour la reconnaissance des sols. » Laboratoire LERMES, Université Blaise-Pascal, Clermont-Ferrand, 1991.

SETRA-LCPC – « GTR : Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme » (fascicules I et II), 1994.
Gonzalez R.C., Woods R.E. – *Digital image processing*, Reading, Addison-Wesley, 1992, 2nd ed., 716 p.
Raschke S.C. – « Computer vision for experimental soil micromechanics and soil characterization. » Ph. Dissertation, Univ. of Michigan, Ann Arbor, 1996, 256 p.

Coster M., Chermant J.-L. – *Précis d'analyse d'images*, Paris, CNRS, 1985, 476 p.
Dordet Y. – *La colorimétrie : principes et applications.*, Paris, Eyrolles, 1990, 149 p.
Zhou S. – « Caractérisation des sols de surface à l'aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable type PANDA. » Thèse de doctorat de l'Université de Clermont-Ferrand, déc.1997, 180 p.

Application des essais de pompage à l'évaluation du coefficient d'anisotropie hydraulique des sols aquifères

M. CASSAN

SA Fondasol Études
BP 767
84035 Avignon Cedex

Résumé

Nous avons précédemment présenté une méthode permettant d'évaluer le coefficient d'anisotropie des sols aquifères à partir d'essais Lefranc. Nous montrons maintenant que l'on peut, également de façon très simple, déterminer ce coefficient à partir des essais de pompage classiques dans le cas de puits imparfaits pourvu que l'on dispose d'au moins deux piézomètres.

Dans le cas d'un puits parfait, on pourra se ramener au cas du puits imparfait en arrêtant le forage du puits avant qu'il n'atteigne le substratum et en procédant à un essai de pompage spécifique, le forage du puits étant ensuite poursuivi jusqu'à sa profondeur définitive.

Nous précisons les procédures de réalisation de ces essais pour tous les cas pratiques que l'on peut rencontrer et nous donnons les formules et les tables numériques permettant l'interprétation de ces essais.

Estimation of the hydraulic factor for aquifer soils by application of pumping tests

Abstract

A method to deduce the anisotropic coefficient of soil from Lefranc tests was previously presented.

The following paper explains how determining this coefficient from classical pumping tests, for the case of an unperfect well, can be as easy as the previously described method provided that two piezometers are used. The solution for a perfect well is given by the solution for an unperfect well except that the well drilling is stopped before the bedrock is reached. At this point, the well is tested with a specific pumping process before continuing drilling to the final depth.

The pumping test procedures, for any field applications, are detailed in this paper with formulae and numerical tables for their interpretation.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées dans un délai de trois mois après sa parution.

La mesure du coefficient de perméabilité des sols homogènes et isotropes se fait, à l'heure actuelle, essentiellement à l'aide d'essais *in situ*, à savoir l'essai Lefranc et l'essai de pompage, ces deux essais ayant fait l'objet d'une normalisation : normes Afnor NFP-94.132 pour le premier et NFP-94.130 pour le second.

Depuis plusieurs années, l'essai Lefranc tend à se généraliser au détriment de l'essai de pompage parce qu'il peut être considéré comme relativement rapide et qu'il est réalisable à toute profondeur au fur et à mesure de l'exécution d'un forage de reconnaissance usuel, et cela avec un matériel léger, alors que l'essai de pompage, qui nécessite un matériel lourd, est un essai beaucoup plus long et évidemment beaucoup plus cher.

Bien qu'il semble, par conséquent, évident que les causes du développement croissant de l'utilisation de l'essai Lefranc soient de nature plus économiques que techniques, il nous a paru que cet essai était susceptible de se prêter, moyennant une procédure appropriée, à une évaluation du coefficient d'anisotropie α défini, rappelons-le, comme le rapport du coefficient de perméabilité horizontale k_h au coefficient de perméabilité verticale k_v . C'est pourquoi, nous avons cru utile d'étudier plus en détail ce problème et nos conclusions ont fait l'objet d'une précédente communication [5].

Mais il ne faut pas perdre de vue que malgré les méthodes modernes d'interprétation de l'essai Lefranc qui permettent d'une part de déceler et d'éliminer les essais non représentatifs, et d'autre part d'exploiter valablement les essais partiellement perturbés par des phénomènes parasites, l'essai Lefranc reste un essai ponctuel avec les limites que cela implique alors que l'essai de pompage est un essai « totalisateur » qui rend compte de la perméabilité moyenne d'un volume de sol important.

C'est donc le seul essai qui puisse donner une idée relativement globale du comportement hydraulique du sol à l'échelle d'un projet et on ne peut imaginer qu'une étude sérieuse, où interviennent des rabattements et des débits d'exhaure ou de fuite importants, puisse être conduite sans y avoir recours. C'est pourquoi, afin d'accroître le domaine d'application de cet essai indispensable qu'est l'essai de pompage et de le valoriser davantage si besoin était, il nous a paru important d'étudier les possibilités qu'il peut offrir dans la détermination du coefficient d'anisotropie.

C'est cette étude que nous présentons dans la présente communication.

1

Principe de la méthode

Rappelons qu'un essai de pompage nécessite la réalisation d'un puits d'un diamètre relativement important par rapport à celui des forages de reconnaissance usuels (par exemple 0,50 à 1,00 m) et la mise en place d'un certain nombre de piézomètres (au moins trois selon la norme NFP-94.130) situés à des distances croissantes du puits.

L'essai consiste alors à mesurer, en fonction du temps, l'évolution du niveau de l'eau dans le puits, mais surtout dans les piézomètres, et cela, si possible, jusqu'à l'obtention du régime permanent. Si ce régime n'est pas atteint, on peut néanmoins interpréter l'essai en régime transitoire, d'autant plus que, moyennant

certaines approximations (approximation logarithmique de Jacob), on peut démontrer qu'à tout instant les formules du régime permanent restent applicables, le régime transitoire apparaissant alors comme une succession de régimes permanents.

L'interprétation classique de l'essai de pompage suppose que le sol étudié est homogène et isotrope, ce qui implique que l'équation de continuité soit une équation de Laplace. Or, on sait que dans un milieu anisotrope il n'en est plus ainsi.

Pour déterminer le coefficient d'anisotropie α , il faut alors transformer, par une affinité géométrique, le milieu anisotrope réel en un milieu isotrope fictif dans lequel l'équation de continuité est bien une équation de Laplace, et où le coefficient de perméabilité k satisfait à une autre condition arbitraire [5].

On choisit évidemment une condition qui simplifie le problème, et, dans le cas présent, nous avons adopté celle qui consiste à ne pas modifier les distances verticales.

La transformation est donc telle que :

$$\begin{aligned} k &= k_v \\ x' &= \frac{x}{\sqrt{\alpha}} \\ y' &= \frac{y}{\sqrt{\alpha}} \\ z' &= z \end{aligned} \quad (1)$$

On démontre, par ailleurs, que le débit Q dans le milieu réel est lié au débit Q' dans le milieu transformé par la relation :

$$Q' = \frac{Q}{\alpha} \quad (2)$$

2

Puits parfaits

Rappelons qu'un puits est dit parfait lorsqu'il traverse entièrement la nappe aquifère et qu'il atteint le substratum étanche. C'est donc un cas relativement rare mais qui présente l'avantage d'une approche théorique simple.

2.1

Nappe en charge

Dans ce cas, la formule de Dupuit donne l'équation de la méridienne de la surface piézométrique jusque et y compris dans le puits (Fig. 1).

Dans un piézomètre situé à la distance r de l'axe du puits, le rabattement est donc :

$$h = \frac{Q}{2\pi kH} \ln \frac{R_a}{r} \quad (3)$$

où R_a est le rayon d'action qui ne peut être déterminé qu'expérimentalement [3, 4].

En appliquant à cette relation la transformation définie par les équations [1], on obtient :

$$r' = \frac{r}{\sqrt{\alpha}} \quad z' = z \quad Q' = \frac{Q}{\alpha}$$

Nappe libre

Dans le cas de la nappe libre, la formule de Dupuit ne donne pas le rabattement à la distance r du puits, mais la hauteur $H(r)$ de la surface libre au-dessus du substratum imperméable.

$$H_o^2 - H^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R_a}{r} \quad (5)$$

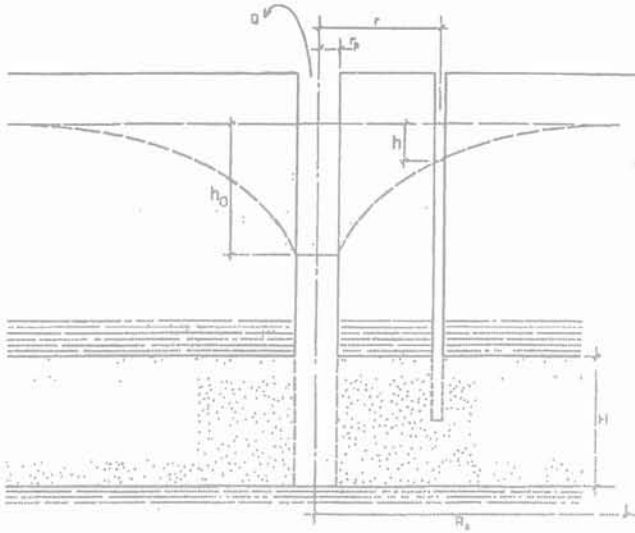


FIG. 1 Puits parfait en nappe en charge.
Perfect well in a confined aquifer.

La transformée de l'équation (3) est alors :

$$h' = \frac{Q'}{2\pi k_h H'} \ln \frac{R'_a}{r'}$$

Mais comme les distances verticales sont inchangées et que $\frac{R'_a}{r'} = \frac{R_a}{r}$, l'équation transformée devient tous calculs faits :

$$h = \frac{Q}{2\pi k_h H} \ln \frac{R_a}{r}$$

En comparant cette équation avec l'équation (3) on voit que le coefficient de perméabilité mesuré dans un essai de pompage selon les méthodes usuelles est le coefficient de perméabilité horizontale et qu'on ne peut donc déterminer ainsi le coefficient d'anisotropie. Il n'en est plus de même si l'on fait varier la fiche du puits dans l'aquifère, ce qui nous place dans le cas du puits imparfait que nous examinerons plus loin.

Toutefois, il est possible de résoudre le problème si on complète l'essai de pompage par de simples essais Lefranc normaux et si on applique la formule :

$$\frac{k_h}{k} = \frac{m(\lambda)\sqrt{\alpha}}{m(\lambda\sqrt{\alpha})} \quad (4)$$

où $m(\lambda)$ et $m(\lambda\sqrt{\alpha})$ sont les coefficients de forme des cavités Lefranc pour des élançements λ (milieu réel) et $\lambda\sqrt{\alpha}$ (milieu transformé).

Puisque k_h est donné par l'essai de pompage et k par les essais Lefranc, l'équation précédente ne contient que la seule inconnue α et peut être résolue analytiquement dans certains cas et numériquement dans les autres [5].

Pratiquement, il faudra évidemment réaliser plusieurs essais Lefranc avec le même élançement pour obtenir une estimation moyenne de k sur toute l'épaisseur de l'aquifère, puisque, le puits étant par hypothèse parfait, l'estimation de k_h est une estimation moyenne sur toute cette épaisseur.

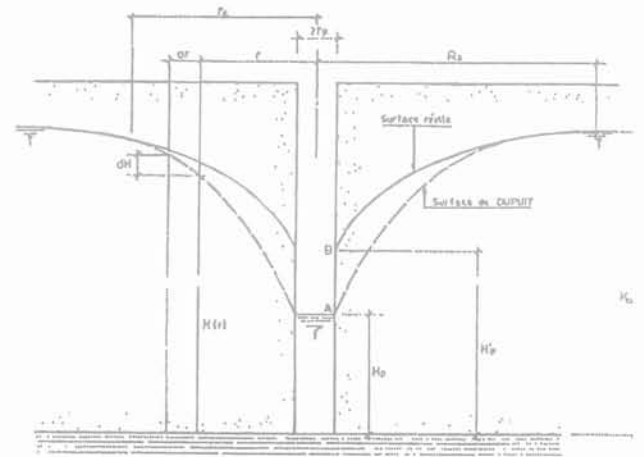


FIG. 2 Puits parfait en nappe libre.
Perfect well in an unconfined aquifer.

Malheureusement, cette formule ne correspond à l'équation de la méridienne de la surface de rabattement qu'au-delà d'une valeur de r racine de l'équation :

$$\frac{dH}{dr} = 0,2$$

Entre ce rayon critique et la surface du puits, on ne connaît pas l'expression analytique de la méridienne qui ne rejoint d'ailleurs pas le niveau de l'eau dans le puits (hauteur de suintement). En revanche, on démontre [3, 7] que, dans le puits, la formule de Dupuit est exacte et a pour expression :

$$H_o^2 - H_p^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R_a}{r_p} \quad (6)$$

où H_o et r_p désignent respectivement la hauteur d'eau dans le puits et le rayon du puits.

Si on applique aux équations (5) et (6) la même transformation géométrique que précédemment, on obtient comme équations transformées :

$$H_o^2 - H^2 = \frac{Q}{\pi k_h} \ln \frac{R_a}{r} \quad \text{dans les piézomètres éloignés}$$

et :

$$H_o^2 - H_p^2 = \frac{Q}{\pi k_h} \ln \frac{R_a}{r_p} \quad \text{dans le puits.}$$

On voit donc que le coefficient de perméabilité mesuré dans un essai de pompage en nappe libre est, lui aussi, égal au coefficient de perméabilité horizontale, et qu'il n'est possible d'évaluer le coefficient d'anisotropie qu'en réalisant le puits en au moins deux phases de longueur différente et avec pompage dans chacune d'elles avant d'atteindre le substratum, ou alors en effectuant, dans l'aquifère, des essais Lefranc normalisés.

Puits imparfaits

Un puits imparfait est, rappelons-le, un puits qui ne descend pas jusqu'au substratum étanche.

3.1

Nappe en charge

Nous devons examiner les deux configurations suivantes :

– le substratum étanche peut être considéré comme infiniment profond par rapport à la base du puits et, par conséquent, par rapport à l'éponte étanche supérieure ;

– le substratum étanche est situé à une distance finie de l'éponte supérieure et de la base du puits.

Dans un souci d'exhaustivité, nous examinerons également, bien qu'il soit contraire à la norme et par conséquent très rare, le cas d'un puits qui ne serait assorti d'aucun piézomètre.

3.1.1

Substratum étanche infiniment profond

• Interprétation de type Lefranc en puits unique sans piézomètres

La formule de Dupuit ne s'applique évidemment plus, mais on remarque que l'éponte supérieure étanche constitue une surface de courant. Il en résulte que les équipotentiels sont verticales au niveau de cette éponte.

Si on prend l'image du puits et du massif aquifère dans le miroir constitué par l'éponte supérieure (Fig. 3b) on voit que l'écoulement est identique à celui d'un essai Lefranc en milieu infini, et que le réseau d'écoulement autour du puits réel (Fig. 3a) est le même que le demi-réseau inférieur de la figure 3b.

Si D est la fiche du puits dans l'aquifère, on peut donc admettre que l'on pompe dans le puits réel le demi-débit que l'on pomperait dans la cavité fictive constituée par le puits et son image, pour une variation de charge sur les parois de la cavité égale au rabattement h dans le puits. Q désignant le débit qui produit ce rabattement h , le débit nécessaire pour provoquer la même variation de charge dans la cavité fictive de hauteur $2D$ sera donc $2Q$. Il en résulte, d'après la formule usuelle de l'essai Lefranc :

$$2Q = m_0 k h B$$

avec, puisque dans le cas général l'élanement $\lambda = \frac{2D}{B}$ est supérieur à 1,5 :

$$m_0 = \frac{2\pi\lambda}{\text{Argsh } \lambda}$$

Le débit Q dans le puits s'exprime donc avec la formule usuelle de l'essai Lefranc, mais avec le coefficient de forme :

$$m = \frac{\pi\lambda}{\text{Argsh } \lambda} \quad (7)$$

On peut alors appliquer rigoureusement la méthode exposée pour l'essai Lefranc [5], en réalisant le forage du puits en deux phases, une première phase arrêtée à

la profondeur D_1 au-dessous de l'éponte étanche avec pompage sous un débit Q_1 , provoquant un rabattement h_1 dans le puits, et une deuxième phase correspondant à la profondeur définitive du puits $D = D_2$ avec un nouveau pompage sous débit Q_2 provoquant un rabattement h_2 . On est alors ramené au problème traité dans la référence [5], c'est-à-dire à la résolution de l'équation :

$$q = \frac{\text{Argsh } x}{\text{Argsh}(nx)} \quad (8)$$

dans laquelle :

$$q = \frac{h_1 Q_2}{nh_2 Q_1} \quad n = \frac{D_2}{D_1} = \frac{D}{D_1} \quad x = \lambda_1 \sqrt{\alpha}$$

on en déduit :

$$k_H = \frac{Q_1}{2\pi\lambda_1 h_1 B} \text{Argsh}(\lambda_1 \sqrt{\alpha}) \quad (9)$$

Si le régime permanent n'a pas été atteint avec l'un ou avec les deux débits, on pourra évaluer, avec la méthode de la norme NFP-94.132, les valeurs asymptotiques des rabattements permanents h_1 et h_2 correspondant à chaque débit.

• Interprétation à partir de piézomètres

Considérons un piézomètre situé à la distance r de l'axe du puits et dont la prise de pression se situe à l'interface de l'aquifère et de l'éponte étanche (point P de la figure 4). Le niveau de l'eau dans ce piézomètre correspond donc à la charge hydraulique en P. Or, si on se réfère au schéma d'écoulement de la figure 3b, on voit que la charge en P n'est autre que le potentiel qui règne sur la surface équipotentielle passant par P, laquelle est un ellipsoïde de révolution allongé (Fig. 5).

D'après la théorie de l'essai Lefranc [3] cette surface équipotentielle et la cavité fictive de filtration de la figure 3b sont deux ellipsoïdes homofocaux de distance focale $2D$. Or le débit qui s'écoule dans cette cavité fictive est le même que celui qui traverse l'équipotentielle. Mais, comme nous l'avons vu pour le puits isolé, une variation de charge donnée h mesurée dans le piézomètre correspond à un débit à travers l'équipotentielle égal au double du débit réel Q pompé dans le puits.

Puisque toutes les surfaces équipotentiels ont même distance focale $2D$ que la cavité fictive, on peut donc écrire pour l'équipotentielle passant par P :

$$2Q = \frac{2\pi\lambda}{\text{Argsh } \lambda} khB$$

où : $\lambda = \frac{2D}{2r} = \frac{D}{r}$ et $B = 2r$.

La relation qui régit l'écoulement à la distance r du puits est donc finalement :

$$Q = \frac{\pi\lambda}{\text{Argsh } \lambda} khB \quad (10)$$

En transformant comme précédemment le milieu réel anisotrope en un milieu réel isotrope sans modification des coordonnées verticales, la relation précédente devient :

$$Q = \frac{\pi\lambda}{\text{Argsh}(\lambda\sqrt{\alpha})} \cdot k_H h B \quad (11)$$

Si on désigne par λ_0 l'élanement de la partie crépinée du puits de diamètre $B_0 = 2r_0$ et par h_0 le rabattement

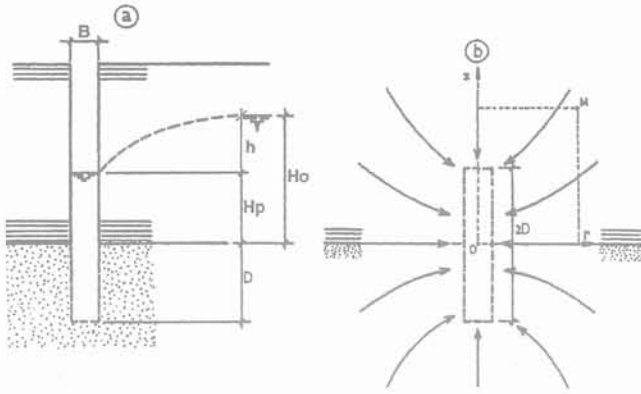


FIG. 3 Nappe en charge d'épaisseur infinie sans piézomètre.
Confined aquifer of infinite thickness without any piezometer.

ment dans le puits sous le débit Q , la formule précédente s'écrit, pour le puits :

$$Q = \frac{\pi \lambda_o}{\text{Argsh}(\lambda_o \sqrt{\alpha})} \cdot k_h h_o B_o \quad (12)$$

avec : $\lambda_o = \frac{2D}{B_o}$

Comme le débit est le même dans le puits et à travers l'équipotentielle, on déduit des relations (11) et (12) :

$$\frac{h}{h_o} = \frac{\text{Argsh}(\lambda \sqrt{\alpha})}{\text{Argsh}(\lambda_o \sqrt{\alpha})}$$

Si on pose :

$$\lambda_o = n\lambda \rightarrow n = \frac{B}{B_o} > 1$$

$$x = \lambda \sqrt{\alpha}$$

la relation précédente devient :

$$\frac{h}{h_o} = \frac{\text{Argsh}x}{\text{Argsh}(nx)} \quad (13)$$

C'est la même équation que l'équation (8) dans laquelle $q = \frac{h}{h_o}$.

Il est évidemment souhaitable de disposer de plusieurs piézomètres, ce qui permet d'avoir plusieurs évaluations de α . Dans ce cas, la relation (13) peut s'appliquer à deux piézomètres dont les distances au puits seraient r_1 et r_2 avec $r_2 > r_1$ et les variations de charge h_1 et h_2 , avec évidemment $h_2 < h_1$. On aurait alors :

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\text{Argsh}x}{\text{Argsh}nx} \quad (13 \text{ bis})$$

avec : $x = \frac{D}{r_2} \sqrt{\alpha} = \lambda_2 \sqrt{\alpha}$ et $n = \frac{r_2}{r_1}$

Toutes choses restant égales par ailleurs, il est également possible de pomper avec plusieurs paliers de débits bien qu'un seul pompage soit suffisant.

On évalue le coefficient de perméabilité horizontale directement à l'aide de la relation (11) :

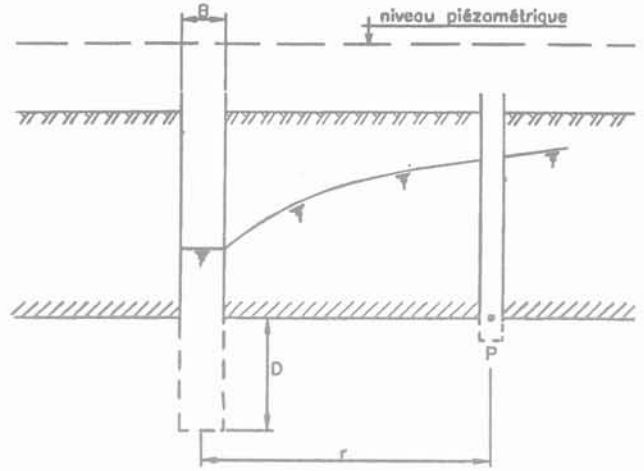


FIG. 4 Nappe en charge d'épaisseur infinie avec piézomètre.
Confined aquifer of infinite thickness with piezometers.

$$k_h = \frac{Q}{2\pi h_i D} \text{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})$$

ou à partir de l'équation :

$$\frac{k_h}{k_i} = \frac{\text{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})}{\text{Argsh} \lambda_i} \quad (14)$$

avec :

$$k_i = \frac{Q \text{Argsh} \lambda_i}{\pi \lambda_i h_i B_i}$$

l'indice i prenant la valeur zéro sur le puits

$$\lambda_i = \frac{D}{r_i}$$

Comme précédemment, en régime transitoire, on pourra calculer k_i selon les prescriptions de la norme NFP-94.132, avec comme coefficient de forme :

$$m_i = \frac{\pi \lambda_i}{\text{Argsh} \lambda_i}$$

L'intérêt de cette méthode avec piézomètres est qu'elle ne nécessite aucune variation de la hauteur crépinée du puits, c'est-à-dire aucun phasage dans le forage du puits, et qu'un pompage unique est théoriquement suffisant.

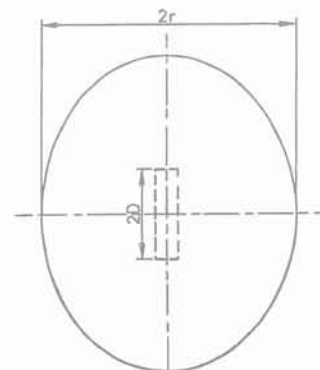


FIG. 5 Équipotentielle homofocale à la cavité.
Equipotential homofocal to the well.

Les deux horizons étanches sont à distance finie

• Puits unique sans piézomètres

Soit H l'épaisseur de l'aquifère et D la fiche du puits dans cet aquifère, c'est-à-dire la fiche comptée, comme précédemment, à partir du niveau étanche supérieur (Fig. 6).

On peut, ici aussi, admettre que le réseau d'écoulement réel est constitué par la moitié inférieure du réseau d'écoulement autour d'une cavité de même diamètre que le puits et de longueur $2D$, et qui serait équidistante des deux niveaux étanches d'une nappe en charge d'épaisseur $2H$. Ceci revient à considérer la disposition obtenue par symétrie de la configuration réelle par rapport à l'horizon étanche supérieur comme nous l'avons fait dans le cas précédent (Fig. 3b).

Le débit Q qui provoque un rabattement h dans le puits réel est toujours donné par la relation :

$$Q = mkhB = \frac{1}{2} m_1 khB$$

où m_1 est le coefficient de forme de la cavité fictive de hauteur $2D$ dans le milieu image qui est alors un milieu à trois couches (Fig. 7).

Nous avons établi [2] que, dans un aquifère isotrope en charge de coefficient de perméabilité k , limité par deux couches horizontales de perméabilité k_1 , le coefficient de forme pour une cavité équidistante des deux épontes, est donné par la relation.

$$\frac{1}{m_1} = \frac{1}{m_0} + \frac{B}{4\pi H} \ln \frac{\omega}{\omega - 1}$$

$$\text{où : } \omega = \frac{k + k_1}{k - k_1}$$

Pour le puits réel, on a donc :

$$\frac{1}{m} = \frac{2}{m_0} + \frac{B}{2\pi H} \ln \frac{\omega}{\omega - 1} \quad (15)$$

où m_0 est le coefficient de forme de la cavité de longueur $2D$ en milieu indéfini.

La formule (15) n'est théoriquement valable que lorsque l'épaisseur H de l'aquifère réel est telle que le demi-ellipsoïde homofocal à la cavité de filtration et tangent au substratum est assimilable à une sphère. On pourra admettre qu'il en est ainsi lorsque $\frac{D}{H} < 0,3$. En

effet, il est facile de montrer que le demi-petit axe r de l'ellipsoïde tangent au substratum est tel que

$$\frac{r}{H} \sqrt{1 - \left(\frac{D}{H}\right)^2}$$

Pour $\frac{D}{H} = 0,3$ on a en effet $\frac{r}{H} = 0,95$ alors que le

rayon R de la sphère correspondante est tel que $\frac{R}{H} = 1$. L'écart entre r et R est donc négligeable.

Lorsque les deux épontes qui limitent l'aquifère sont rigoureusement imperméables, c'est-à-dire lorsque $k_1 = 0$, on a $\omega = 1$ et $\ln \frac{\omega}{\omega - 1}$ devient infini, ce qui est gênant.

Si on raisonne directement en supposant l'étanchéité absolue des épontes, on sait que l'on peut utiliser

la théorie des images et considérer les deux horizons étanches qui limitent l'aquifère comme deux miroirs plans parallèles qui donnent une double infinité d'images.

On démontre alors [2] que le coefficient de forme pour le système tricouche devient :

$$\frac{1}{m_1} = \frac{1}{m_0} + \frac{B}{4\pi H} \left[\sum_0^{\infty} \frac{1}{2n} + \sum_0^{\infty} \frac{1}{2n-1} \right]$$

où n est le nombre d'images, et, pour le système réel :

$$\frac{1}{m} = \frac{2}{m_0} + \frac{B}{2\pi H} \left[\sum_1^{\infty} \left(\frac{1}{2n} + \frac{1}{2n-1} \right) \right]$$

La série harmonique $\sum_1^{\infty} \frac{1}{n}$ étant divergente ainsi

que la série $\sum_1^{\infty} \frac{1}{2n-1}$ (puisque $\frac{1}{2n-1} > \frac{1}{2n}$), on retrouve bien, comme dans l'approche précédente, la divergence de $\frac{1}{m}$.

Cette divergence, bien qu'il s'agisse d'effets différents, constitue une difficulté théorique qui n'est pas sans rappeler, comme le faisait remarquer H. Cambefort, celle que l'on rencontre avec le rayon d'action de la formule de Dupuit.

Mais nous faisons ici de la physique et non des mathématiques. On peut donc contourner cette difficulté en remarquant que dans deux terrains de perméabilité différente, dès que le coefficient de perméa-

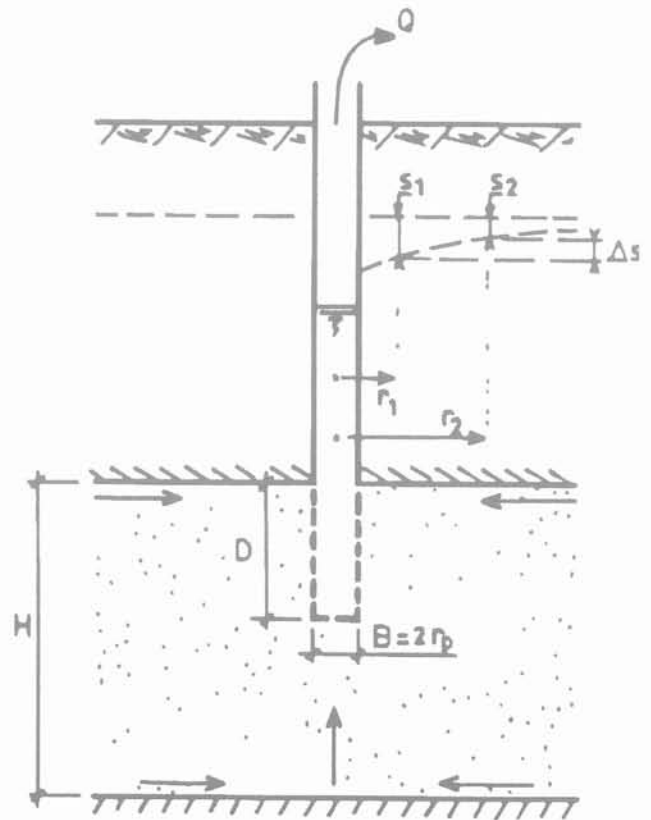


FIG. 6 Puits imparfait en nappe captive d'épaisseur finie.

Unperfect well in a confined aquifer of finite thickness.

bilité de l'un de ces deux terrains diffère de celui de l'autre de deux puissances de 10, c'est-à-dire dans un rapport de 1 à 100, on peut considérer le terrain le moins perméable comme pratiquement étanche par rapport à l'autre.

Si nous voulons être plus prudents encore, on peut admettre que, dans le milieu tricouche considéré, la couche aquifère est mille fois plus perméable que les deux épontes, c'est-à-dire que :

$$\frac{k_1}{k} = 10^{-3}$$

ou, ce qui revient au même, puisque $\frac{k_1}{k}$ est petit que :

$$\omega = \frac{k+k_1}{k-k_1} \approx 1 + 2\frac{k_1}{k} = 1,002$$

La relation (15) devient alors :

$$\frac{1}{m} = \frac{2}{m_0} + \frac{6,22B}{2\pi H} \# \frac{2}{m_0} + \frac{B}{H}$$

Dans la méthode des miroirs parallèles, cette expression correspond à un nombre d'images supérieur à 100, puisque pour 100 images, le coefficient de $\frac{B}{H}$ est de 0,93. On peut donc admettre que l'expression proposée correspond à une étanchéité quasiment parfaite des deux épontes.

Le coefficient de forme est alors finalement :

$$m = \frac{m_0 H}{2H + m_0 B}$$

Le débit correspondant à un rabattement h dans le puits est alors :

$$Q = \frac{m_0 H}{2H + m_0 B} khB$$

$$\text{où : } m_0 = \frac{4\pi D}{B \operatorname{Argsh}\left(\frac{2D}{B}\right)}$$

Après quelques simplifications, on obtient :

$$Q = \frac{2\pi}{2\pi\left(\frac{D}{H}\right) + \operatorname{Argsh}\left(\frac{2D}{B}\right)} \cdot khD$$

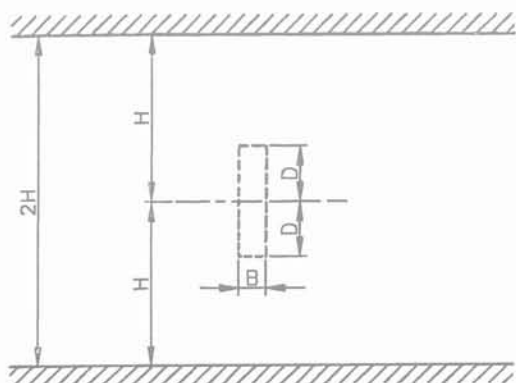


FIG. 7 Système tricouche. Three layer system.

$$\text{Posons : } \frac{2D}{B} = \lambda \quad \text{et} \quad \frac{D}{H} = \mu$$

il vient finalement :

$$Q = \frac{2\pi}{2\pi\mu + \operatorname{Argsh}\lambda} \cdot khD \quad (16)$$

La transformée de cette équation par l'affinité qui conserve les distances verticales conduit alors tous calculs faits à :

$$Q = \frac{2\pi}{2\pi\mu + \operatorname{Argsh}\lambda\sqrt{\alpha}} k_h h D \quad (17)$$

Pour évaluer α , il suffit de réaliser deux essais de pompage, l'un avec le puits arrêté à la profondeur D_1 sous l'éponte supérieure et le second avec le puits descendu à la cote définitive D_2 .

Dans le premier essai, on pompe avec un débit Q_1 et on obtient un rabattement h_1 et dans le deuxième essai on pompe un débit Q_2 qui produit un rabattement h_2 .

On peut écrire :

$$Q_1 = \frac{2\pi}{2\pi\mu_1 + \operatorname{Argsh}\lambda_1\sqrt{\alpha}} \cdot k_h h_1 D_1$$

$$Q_2 = \frac{2\pi}{2\pi\mu_2 + \operatorname{Argsh}\lambda_2\sqrt{\alpha}} \cdot k_h h_2 D_2$$

$$\text{d'où : } \frac{h_1 D_1 Q_2}{h_2 D_2 Q_1} = \frac{2\pi\mu_1 + \operatorname{Argsh}(\lambda_1\sqrt{\alpha})}{2\pi\mu_2 + \operatorname{Argsh}(\lambda_2\sqrt{\alpha})}$$

Posons :

$$\frac{D_2}{D_1} = n \quad x = \lambda_1\sqrt{\alpha} \quad q = \frac{h_1 D_1 Q_2}{h_2 D_2 Q_1} = \frac{h_1 Q_2}{n h_2 Q_1}$$

L'équation précédente devient :

$$q = \frac{2\pi\mu_1 + \operatorname{Argsh}x}{2\pi n\mu_1 + \operatorname{Argsh}nx} \quad (18)$$

Le premier membre de cette équation est connu expérimentalement et le paramètre μ_1 est l'une des données géométriques. La résolution numérique de cette équation conduit à une valeur de x dont on déduit α puisque λ_1 est également connu.

On vérifie que lorsque H tend vers l'infini, c'est-à-dire lorsque le système tricouche tend vers le massif infini, μ_1 tend vers zéro et on retrouve bien l'équation (8).

Connaissant α , l'équation (17) donne directement :

$$k_h = \frac{Q_1}{2\pi h_1 D_1} \left[2\pi\mu_1 + \operatorname{Argsh}(\lambda_1\sqrt{\alpha}) \right] \quad (19)$$

Là aussi, en régime transitoire, on pourra évaluer k selon les prescriptions de la norme NFP-94132 avec comme coefficient de forme :

$$m_1 = \frac{\pi\lambda_1}{2\pi\mu_1 + \operatorname{Argsh}\lambda_1}$$

et calculer les valeurs de h_1 correspondant au régime permanent.

On remarque qu'en faisant $\mu_1 = 0$ dans l'équation (19) on retrouve bien l'équation (9).

• Puits avec piézomètres

Cas où $\mu = \frac{D}{H} < 0,3$

Dans ce cas, le puits est descendu directement à sa profondeur définitive et deux piézomètres suffisent alors pour résoudre le problème, à condition qu'ils soient disposés à une distance du puits inférieure à 0,95 H, condition en général facile à satisfaire pour un puits imparfait car ce type de puits ne se rencontre pratiquement que lorsque H est important.

On remarquera que la relation (17), que nous avons établie pour le puits, peut se généraliser pour un piézomètre situé à la distance r du puits. Il suffit pour cela de remplacer dans cette relation $\lambda = \frac{2D}{B}$, par

$\lambda = \frac{2D}{2r} = \frac{D}{r}$, le paramètre $\mu = \frac{D}{H}$, restant constant puisque D est une donnée fixe.

Considérons alors deux piézomètres distants de r_1 et r_2 de l'axe du puits, avec par exemple $r_2 > r_1$. Les rabattements h_1 et h_2 obtenus dans les piézomètres pour un débit Q pompé dans le puits sont alors tels que $h_1 > h_2$.

On a donc d'après (17) :

$$Q = \frac{2\pi}{2\pi\mu + \text{Argsh}(\lambda_1\sqrt{\alpha})} k_h h_1 D = \frac{2\pi}{2\pi\mu + \text{Argsh}(\lambda_2\sqrt{\alpha})} k_h h_2 D$$

d'où :

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{2\pi\mu + \text{Argsh}(\lambda_2\sqrt{\alpha})}{2\pi\mu + \text{Argsh}(\lambda_1\sqrt{\alpha})} \quad (20)$$

Posons : $n = \frac{r_2}{r_1} > 1$ c'est-à-dire $\lambda_2 = n \lambda_1$

$$x = \lambda_2 \sqrt{\alpha}$$

La relation (20) s'écrit alors :

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{2\pi\mu + \text{Argsh}x}{2\pi\mu + \text{Argsh}(nx)} \quad (20 \text{ bis})$$

Il suffit donc de résoudre cette équation numériquement, ce qui ne présente pas de difficulté, et d'en déduire :

$$\alpha = \left(\frac{x}{\lambda_2}\right)^2$$

Connaissant α et en comparant les équations (16) et (17), on déduit :

$$\frac{k_h}{k_i} = \frac{2\pi\mu + \text{Argsh}(\lambda_i\sqrt{\alpha})}{2\pi\mu + \text{Argsh}\lambda_i}$$

avec : $k_i = \frac{Q[2\pi\mu + \text{Argsh}\lambda_i]}{2\pi Dh_i}$

On peut aussi évaluer directement le coefficient de perméabilité horizontale :

$$k_h = \frac{Q}{2\pi\lambda_i D} [2\pi\mu + \text{Argsh}(\lambda_i\sqrt{\alpha})] \quad (21)$$

Cas où $\mu = \frac{D}{H} > 0,3$

Pour évaluer α , il faut mettre en place trois piézomètres dont les prises de pression doivent, comme précédemment, être voisines de l'éponte supérieure, et on

utilisera la relation de Muskat et Nasberg [4] qui donne le rabattement h dans un piézomètre situé à la distance r de l'axe du puits :

$$h(r) = \frac{Q}{2\pi k_h H} \left[\ln \frac{R_a}{r} + \Phi(R_a) - \Phi(r) \right] \quad (22)$$

avec : R_a = rayon d'action du puits

$$\Phi(r) = \frac{H}{D} \text{Argsh} \frac{D}{r} - \text{Argsh} \frac{H}{r} \quad (23)$$

Transformons l'équation (22) par l'affinité qui conserve les distances verticales. On obtient alors :

$$h = \frac{Q}{2\pi k_h H} \left[\ln \frac{R_a}{r} + \Phi\left(\frac{R_a}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r}{\sqrt{\alpha}}\right) \right] \quad (24)$$

Soient r_1, r_2 et r_3 , les distances des piézomètres à l'axe du puits et h_1, h_2 et h_3 , les rabattements qui y sont mesurés.

L'application de la formule (24) à chacun de ces piézomètres permet d'écrire :

$$\frac{h_1 - h_2}{h_1 - h_3} = \frac{\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi\left(\frac{r_2}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_1}{\sqrt{\alpha}}\right)}{\ln \frac{r_3}{r_1} + \Phi\left(\frac{r_3}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_1}{\sqrt{\alpha}}\right)} \quad (25)$$

Dans cette relation, les paramètres h_i et r_i sont connus. On se trouve donc en présence d'une équation à une inconnue α , que l'on peut résoudre numériquement.

On peut également reprendre le calcul de α pour d'autres combinaisons possibles des h_i et r_i , ce qui donne trois évaluations de α qui doivent être équivalentes.

Des équations (22) et (24), on déduit :

$$\frac{k_h}{k} = \frac{\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi\left(\frac{r_2}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_1}{\sqrt{\alpha}}\right)}{\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi(r_2) - \Phi(r_1)} \quad (26)$$

avec :

$$k = \frac{Q}{2\pi(h_1 - h_2)H} \left[\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi(r_2) - \Phi(r_1) \right] = \frac{Q}{2\pi(h_2 - h_3)H} \left[\ln \frac{r_3}{r_2} + \Phi(r_3) - \Phi(r_2) \right] = \text{etc.}$$

ou directement :

$$k_h = \frac{Q}{2\pi(h_1 - h_2)H} \left[\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi\left(\frac{r_2}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_1}{\sqrt{\alpha}}\right) \right] = \frac{Q}{2\pi(h_2 - h_3)H} \left[\ln \frac{r_3}{r_2} + \Phi\left(\frac{r_3}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_2}{\sqrt{\alpha}}\right) \right] = \text{etc.}$$

3.2

Nappe libre

Le cas du puits imparfait dans une nappe libre n'a pas été résolu de façon théorique rigoureuse. Certains auteurs ont donné des formules semi-empiriques pour le rabattement dans le puits, mais non dans les piézomètres.

Toutefois, d'après Schneebeli [8], on peut conserver les formules de la nappe en charge en remplaçant le rabattement $h(r) = H_0 - H$ à la distance r de l'axe du puits par l'expression :

$$h^*(r) = \frac{H_0^2 - H^2}{2H_0}$$

soit encore :

$$h^* = h \left(1 - \frac{h}{2H_0} \right)$$

On voit que si h est petit devant H_0 (et c'est souvent le cas pour un puits imparfait), on a :

$h^* \approx h$ et les formules de la nappe en charge sont alors parfaitement justifiées.

3.2.1

Substratum étanche infiniment profond

On se placera dans l'hypothèse où h est petit et on considérera le système constitué par le dispositif réel et par son symétrique par rapport au niveau initial de la nappe.

On se trouve donc comme dans le cas de la nappe en charge, en présence d'une cavité allongée de diamètre B et de hauteur $2D$ aménagée dans un massif indéfini, D désignant la fiche du puits comptée à partir du niveau de la nappe, et on retrouve ainsi la configuration de l'essai Lefranc en milieu indéfini.

On pourrait alors évaluer le coefficient d'anisotropie en appliquant la méthode que nous avons développée précédemment dans le cas de la nappe captive avec substratum étanche infiniment profond, malgré l'existence d'une hauteur de suintement qui, dans le cas d'un puits imparfait en milieu semi-infini (disposition réelle), est plus faible que dans le cas du puits parfait. De plus, d'après notre hypothèse initiale relative aux faibles valeurs des rabattements, l'erreur que l'on peut faire en assimilant le rabattement dans le puits à la charge hydraulique n'est peut-être pas très significative.

Nous ne reviendrons pas sur cette méthode qui consiste à réaliser le forage du puits en plusieurs phases, avec pompage dans chaque phase, car il nous semble préférable d'utiliser la méthode avec piézomètres que nous avons développée ci-dessus pour la nappe en charge.

Il faudra alors prévoir au moins deux piézomètres (mais trois seraient souhaitables) disposés de façon à obtenir des rabattements susceptibles d'être considérés comme faibles par rapport à l'épaisseur de l'aquifère mais suffisamment contrastés pour conduire à des résultats fiables. La disposition de ces piézomètres pourra être déterminée en se fixant une valeur de l'épaisseur de l'aquifère très approximative, mais prudente, d'après ce que l'on connaît de la géologie du site et en évaluant grossièrement un coefficient global de perméabilité en fonction de la nature des matériaux (formule de Hazen par exemple).

En considérant là aussi la symétrie du dispositif réel par rapport à la surface libre de la nappe au repos, on est ramené au cas de la nappe en charge et on est en droit d'utiliser les formules (13) et (13 bis).

Si on considère deux piézomètres dont les distances à l'axe du puits sont respectivement r_1 et r_2 avec par exemple $r_2 > r_1$ et si h_1 et h_2 sont les rabattements correspondants (dans ce cas $h_1 > h_2$), l'équation 13 bis que nous rappelons ci-après, est applicable :

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\text{Argsh}x}{\text{Argsh}nx}$$

$$\text{avec : } x = \frac{D}{r_2} \sqrt{\alpha} \quad \text{et} \quad n = \frac{r_2}{r_1} > 1.$$

Connaissant α , on aura, d'après la relation (14), quel que soit le piézomètre :

$$\frac{k_h}{k_i} = \frac{\text{Argsh} \frac{D}{r_1} \sqrt{\alpha}}{\text{Argsh} \frac{D}{r_1}}$$

où k_i est évalué à l'aide de la formule (10). Mais on peut aussi évaluer directement k_h à partir de la relation (11) :

$$k_h = \frac{Q}{2\pi h_1 D} \text{Argsh} \left(\frac{D}{r_1} \sqrt{\alpha} \right)$$

Si on dispose de plus de deux piézomètres, la formule (13 bis) pourra être utilisée plusieurs fois en permutant circulairement les indices de h_1 et r_1 .

3.2.2

Substratum étanche à distance finie

Lorsque le substratum étanche se trouve à une distance finie H_0 du niveau statique de la nappe (Fig. 9) on pourra évaluer le coefficient d'anisotropie à partir du rabattement dans le puits de deux manières différentes, soit en utilisant la formulation directe de Todd [4] soit en prenant le symétrique de la configuration réelle par rapport au niveau statique de la nappe et en utilisant la méthode développée pour la nappe en charge.

Rappelons que ces deux méthodes ne peuvent être utilisées que si le rabattement dans le puits $h = H_0 - H_p$ est négligeable par rapport à H_0 .

• Utilisation de la formule de Todd dans le puits

Cette formule est la suivante :

$$h = \frac{Q}{2\pi k D} \left[\frac{D}{10H_0} + \ln \frac{\pi D}{B} \right] \quad (28)$$

Si on effectue, comme dans tous les cas précédents, la transformation affine qui conserve les distances verticales, on obtient :

$$h = \frac{Q}{2\pi k_h D} \left[\frac{D}{10H_0} + \ln \frac{\pi D}{B} \sqrt{\alpha} \right]$$

En réalisant deux essais avec deux valeurs différentes de D , on obtient :

$$\frac{D_1 h_1 Q_2}{D_2 h_2 Q_1} = \frac{\frac{D_1}{10H_0} + \ln \frac{\pi D_1}{B} \sqrt{\alpha}}{\frac{D_2}{10H_0} + \ln \frac{\pi D_2}{B} \sqrt{\alpha}}$$

soit en posant :

$$q = \frac{D_1 h_1 Q_2}{D_2 h_2 Q_1} \quad \delta_1 = \frac{D_1}{10H_0} \quad \delta_2 = \frac{D_2}{10H_0} \quad n = \frac{D_2}{D_1} = \frac{\delta_2}{\delta_1}$$

et :

$$x = \frac{\pi D_1}{B} \sqrt{\alpha}$$

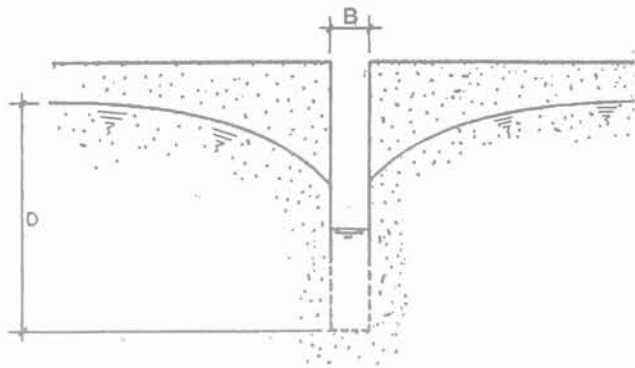


FIG. 8 **Pompage en nappe libre avec substratum infiniment profond.**
Pumping in an unconfined aquifer with bedrock at infinite depth.

on obtient :

$$q = \frac{\delta_1 + \ln x}{n\delta_1 + \ln(nx)}$$

d'où :

$$\ln x = \frac{q}{1-q} [(n-1)\delta_1 + \ln(n)]$$

En posant :

$$\beta = \frac{q}{1-q} [(n-1)\delta_1 + \ln(n)]$$

on obtient finalement :

$$x = e^\beta$$

$$\alpha = \left[\frac{Be^\beta}{\pi D_1} \right]^2$$

On a par ailleurs :

$$\frac{k_h}{k_i} = \frac{\delta_1 + \ln\left(\frac{\pi D_1}{B} \sqrt{\alpha}\right)}{\delta_1 + \ln\left(\frac{\pi D_1}{B}\right)}$$

ou directement :

$$k_h = \frac{Q}{2\pi h_i D_1} \left[\frac{D_1}{10H_0} + \ln \frac{\pi D_1}{B} \sqrt{\alpha} \right]$$

• Analogie avec la nappe en charge

En considérant toujours le système réel et son symétrique par rapport au niveau statique initial de la nappe, on pourra utiliser directement les résultats de la nappe en charge à savoir :

$\frac{D}{H_0} < 0,3$; les formules (18) et (19) du puits sans piézomètres ou (20 bis) et (21) du puits avec piézomètres.

$\frac{D}{H_0} > 0,3$; les formules (25), (26) et (27) du puits avec piézomètres.

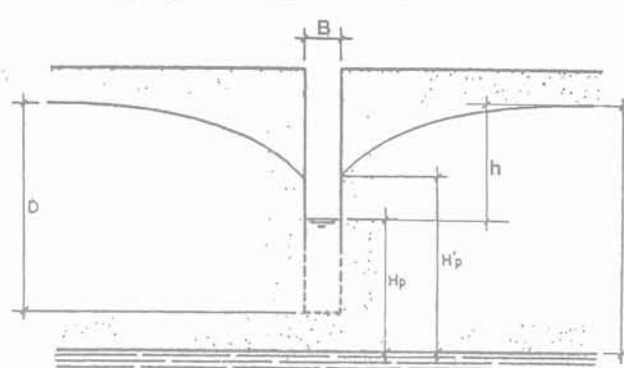


FIG. 9 **Puits imparfait dans une nappe libre avec substratum à distance finie.**
Unperfect well in an unconfined aquifer with a bedrock at a finite depth.

4

Recommandations pratiques concernant les dispositions expérimentales

4.1

Essais dans le puits en l'absence de piézomètres

Il est extrêmement rare que l'on procède à un essai de pompage dans un puits qui ne soit pas assorti de piézomètres mais, bien que peu probable, ce cas peut se produire.

Comme nous l'avons indiqué précédemment, en l'absence de piézomètres il faut réaliser le forage du puits en deux ou trois phases, chaque phase faisant l'objet d'un pompage. On interprétera alors l'essai comme un essai Lefranc selon les méthodes précédemment exposées [5].

Comme les forages de puits sont réalisés en diamètres nettement supérieurs à ceux utilisés pour les essais Lefranc ou pour les piézomètres et qu'ils doivent obligatoirement être équipés d'un tube crépiné conformément à la norme NFP-94.130, il est recommandé d'utiliser ce tube crépiné même pour les pompes intermédiaires.

4.1.1

Nappe en charge

La paroi du puits à travers l'éponte supérieure devra être étanche (tube de forage sans sabot débordant et cimentation si nécessaire) et le forage sera poursuivi en tubant au-dessous de cette éponte, aucune boue, même biodégradable, ne devant être utilisée (Fig. 10).

A la profondeur désirée, on arrêtera le forage et on mettra en place le tube crépiné et le matériau filtrant (Fig. 10-1). On remontera ensuite le tube de forage jusqu'à l'éponte supérieure et on réalisera un bouchon d'argile (Fig. 10-2).

On procédera ensuite au premier pompage, puis on retirera le tube crépiné et on approfondira le forage en

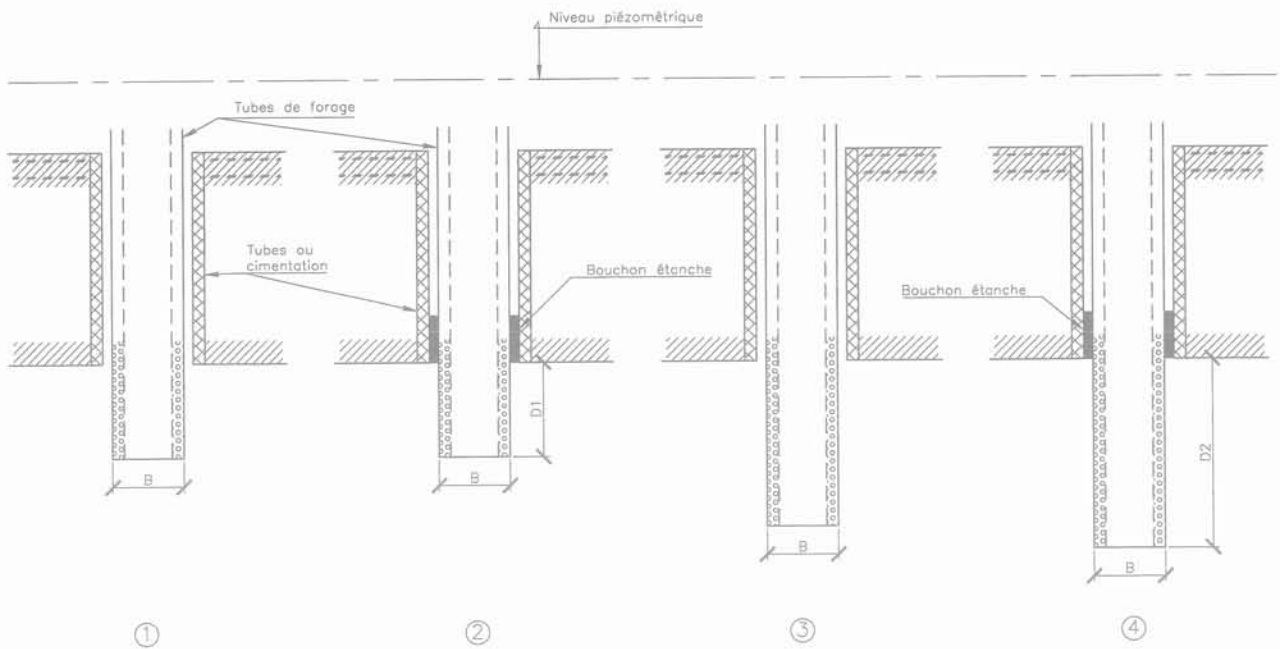


FIG. 10 Réalisation des cavités à la base d'un puits dans une nappe en charge.
Creating a cavity at the bottom of a well in a confined aquifer.

détruisant évidemment le premier bouchon étanche (Fig. 10-3). Puis, on remettra en place le tube crépiné et on réalisera un autre bouchon filtrant pour procéder au deuxième essai (Fig. 10-4).

Les deux essais devront être précédés d'un développement selon les prescriptions de la norme NFP-94.130.

4.1.5

Nappe libre

Le forage doit être tubé (tube lisse à sabot non débordant), à l'exclusion de toute utilisation de boue même biodégradable.

Lorsque le forage proprement dit aura atteint la cote désirée pour la première phase, on mettra en place le tube crépiné et on introduira un matériau filtrant dans l'espace annulaire entre les deux tubes. On remontera ensuite le tube de forage d'une hauteur D_1 , on développera le puits et on procédera au premier pompage.

Pour faire varier la hauteur de la cavité, la méthode la plus rapide consiste à opérer vers le haut. Dans ce cas, il suffit de rajouter du matériau filtrant et de remonter une nouvelle fois le tube de forage jusqu'à une hauteur D_2 .

Une fois les deux pompages terminés, on extraira le tube crépiné et on reprendra le forage du puits (Fig. 11).

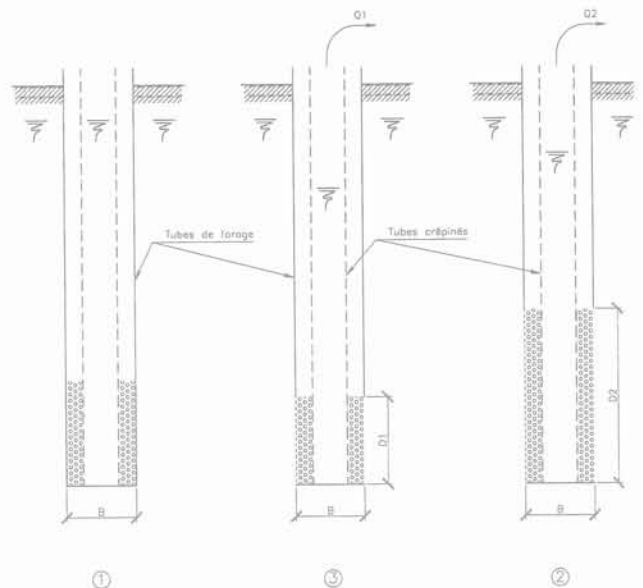


FIG. 11 Réalisation des cavités à la base d'un puits en nappe libre.
Creating a cavity at the bottom of a well in an unconfined aquifer.

4.2

Utilisation de piézomètres

En général, les puits pour essais de pompages réalisés selon la norme NFP-94.130 sont assortis d'au moins trois piézomètres, ce qui permet, s'ils sont convenablement espacés, de s'affranchir de la variation de la fiche du puits qui représente, il faut bien le reconnaître, une sujétion très lourde.

4.2.1

Nappe en charge

Dans le cas d'une nappe en charge, ces piézomètres doivent pénétrer dans l'aquifère sur une longueur d'environ un mètre, la prise de pression étant isolée hydrauliquement du reste du forage par un bouchon d'argile et une injection de bentonite-ciment (Fig. 12).

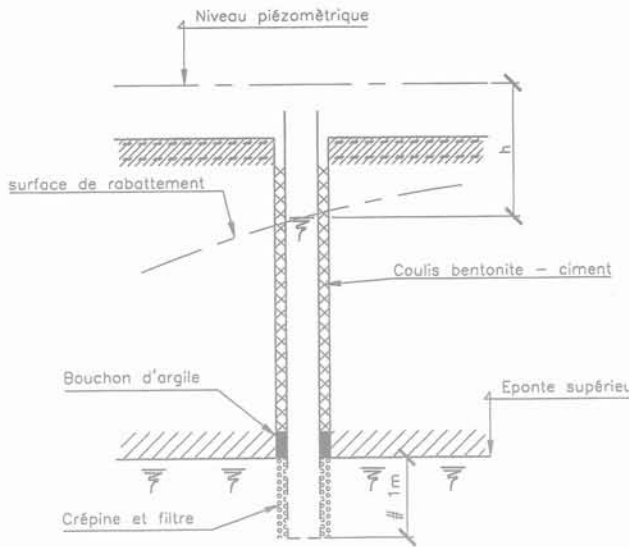


FIG. 12 Piézomètre en nappe captive.
Piezometer in a confined aquifer.

La faible pénétration de la prise de pression dans l'aquifère, au-dessous de l'éponge supérieure, a pour but de saisir la variation de charge le plus près possible de l'axe de symétrie du dispositif fictif constitué par le dispositif réel et son image dans le miroir constitué par la base de l'éponge supérieure.

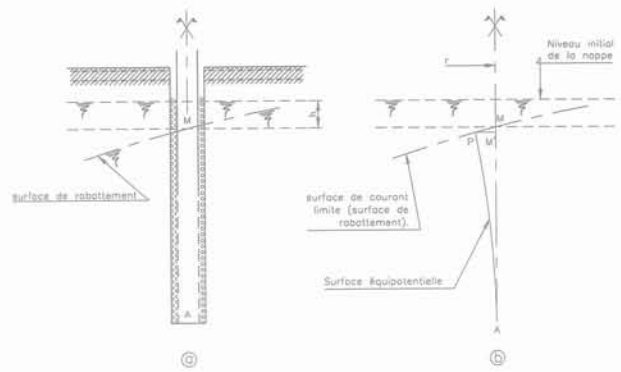


FIG. 13 Piézomètre en nappe libre pour un puits crépiné sur toute sa hauteur.
Piezometer in an unconfined aquifer for a well with an all length slotted casing.

4.9.2

Nappe libre

Dans le cas d'une nappe libre, si le puits est crépiné sur toute sa hauteur, on pourra crépiner les piézomètres également sur toute leur hauteur à condition que ceux-ci soient suffisamment éloignés du puits pour que la variation de la charge hydraulique au point M, intersection de l'axe du piézomètre et de la surface de

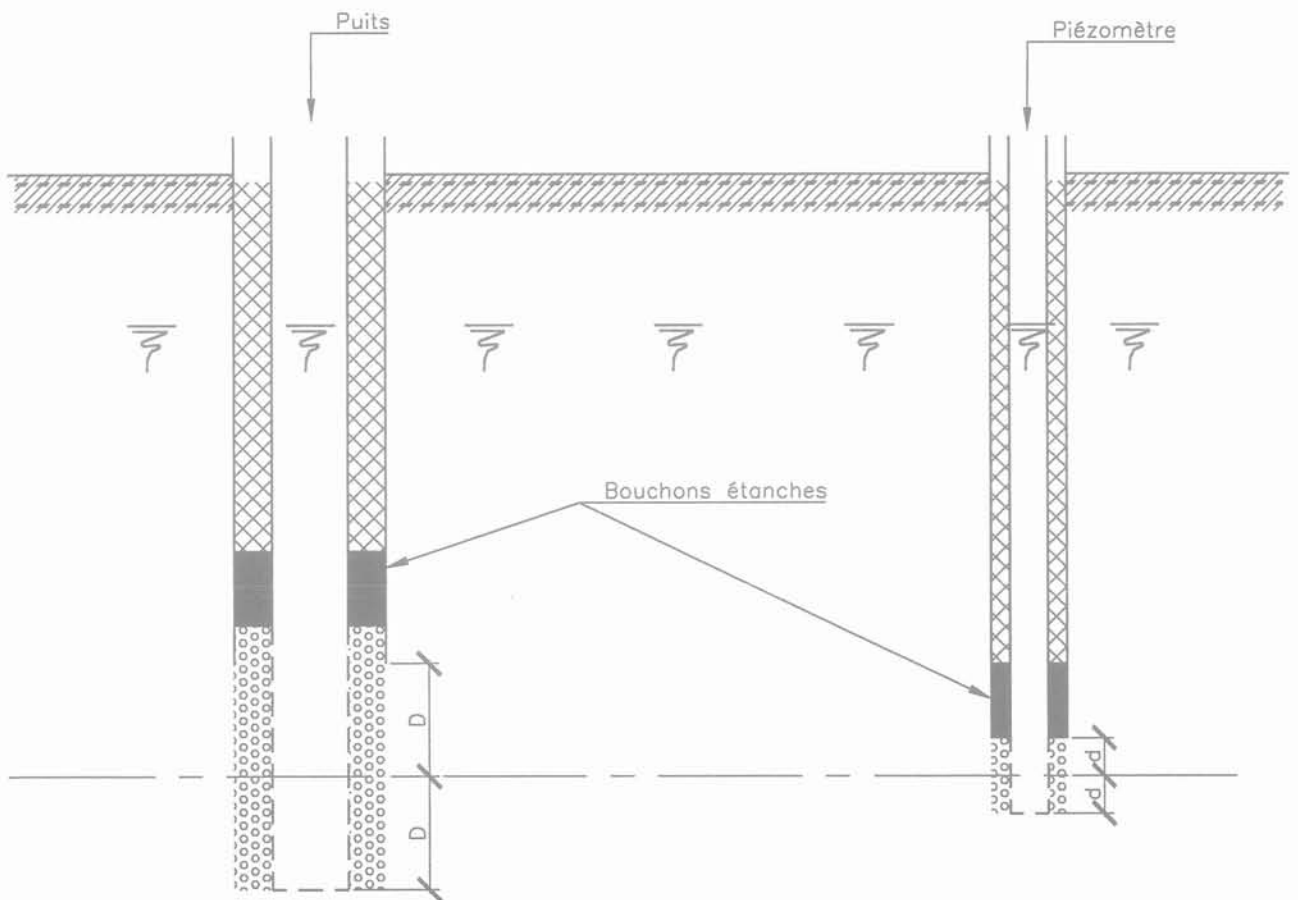


FIG. 14 Piézomètre en nappe libre pour un puits crépiné à sa base sur une hauteur de 2D.
Piezometer in an unconfined aquifer for a well with a 2D high slotted casing from its base.

rabattement, puisse être considérée comme égale à la hauteur de rabattement h mesurée dans le piézomètre, c'est-à-dire si, sur la figure 13-b, le petit segment MM' est négligeable devant h , ce qui revient à admettre que la variation du potentiel entre l'équipotentielle (PA) passant par le pied du piézomètre et l'équipotentielle passant par le point M , est négligeable par rapport à la variation de charge h .

En revanche, si le puits n'est crépiné que sur une hauteur $2D$ à partir de sa base, les piézomètres devront être crépinés uniquement à leur base et symétriquement par rapport au plan horizontal passant par le milieu de la crépine du puits, cette partie crépinée devant être hydrauliquement isolée du reste du forage (Fig. 14).

5

Récapitulation des procédures d'interprétation

Les procédures d'interprétation que nous avons développées dans la présente étude sont récapitulées dans les quatre tableaux ci-après.

TABLEAU I Puits imparfait – Nappe en charge.

Essai de pompage	1) Substratum étanche infiniment profond	
	Puits isolé sans piézomètres	Puits avec piézomètres
Données du problème	D_1 et D_2 = fiches du puits dans l'aquifère B = diamètre du puits Q_1 et Q_2 = débits de pompage h_1 et h_2 = rabattements correspondants	D = fiche du puits dans l'aquifère B_0 = diamètre du puits r_1 et r_2 = distances des piézomètres à l'axe du puits $B_1 = 2r_1$ et $B_2 = 2r_2$ Q = débit de pompage h_1 et h_2 = rabattements dans piézomètres à r_1 et r_2
Calculs auxiliaires	$\lambda_1 = \frac{2D_1}{B} \quad \lambda_2 = \frac{2D_2}{B}$ $n = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \frac{D_2}{D_1}$ $q = \frac{h_1 Q_2}{nh_2 Q_1}$ $*k = \frac{Q_1 \text{Argsh } \lambda_1}{\pi \lambda_1 h_1 B} = \frac{Q_2 \text{Argsh } \lambda_2}{\pi \lambda_2 h_2 B}$	$\lambda_1 = \frac{D}{r_1} \quad \text{et} \quad \lambda_2 = \frac{D}{r_2}$ $n = \frac{r_2}{r_1}$ $*k = \frac{Q \text{Argsh } \lambda_1}{2\pi \lambda_1 h_1 r_1} = \frac{Q \text{Argsh } \lambda_2}{2\pi \lambda_2 h_2 r_2}$
Calcul de α et k_h	Résoudre numériquement $\frac{\text{Argsh } x}{\text{Argsh } (nx)} = q \rightarrow x$ $\alpha = \left(\frac{x}{\lambda_1} \right)^2 = \left(x \frac{B}{2D_1} \right)^2$ $\frac{k_h}{k} = \frac{\text{Argsh } (\lambda_1 \sqrt{\alpha})}{\text{Argsh } \lambda_1}$ $k_h = \frac{Q_i}{2\pi \lambda_i h_i B} \text{Argsh } (\lambda_i \sqrt{\alpha})$ $i = 1 \text{ et } 2$	Résoudre numériquement $\frac{\text{Argsh } x}{\text{Argsh } (nx)} = \frac{h_2}{h_1} \rightarrow x$ $\alpha = \left(\frac{x}{\lambda_2} \right)^2 = \left(x \frac{r_2}{D} \right)^2$ $\frac{k_h}{k} = \frac{\text{Argsh } (\lambda_1 \sqrt{\alpha})}{\text{Argsh } \lambda_1}$ $k_h = \frac{Q}{2\pi h_1 D} \text{Argsh } (\lambda_1 \sqrt{\alpha})$ $i = 1 \text{ et } 2$

* En régime transitoire on calculera k , selon la procédure de la norme NFP-94.132 – Essai Lefranc.

Nous donnons, par ailleurs en annexe, des tables numériques permettant la résolution des équations du type $q = f(n, x)$ qui interviennent dans la détermination de α .

6

Conclusion

Au terme de cette étude, il apparaît que l'essai de pompage est particulièrement bien adapté à l'étude de l'anisotropie dans le cas, d'ailleurs très fréquent, du puits imparfait pourvu que l'on dispose d'au moins deux piézomètres, ce qui n'est pas un inconvénient puisque la norme française NFP-94.130 en impose un minimum de trois. Ce sont alors les distances des piézomètres au puits qui réalisent *ipso facto* les variations dimensionnelles nécessaires, et un seul pompage sous débit constant est suffisant.

L'approche du coefficient d'anisotropie n'est donc finalement qu'une question d'interprétation un peu particulière des mesures, l'essai n'étant entravé par aucune contrainte particulière si ce n'est celle de réaliser de véritables piézomètres avec prises de pression

TABLEAU II Puits imparfait – Nappe en charge.

Essai de pompage	2) Les deux horizons étanches à distance finie	
	Puits isolé sans piézomètres	Puits avec piézomètres
Données du problème	H = épaisseur de l'aquifère D ₁ et D ₂ = fiches du puits dans l'aquifère B = diamètre du puits Q ₁ et Q ₂ = débits de pompage h ₁ et h ₂ = rabattements correspondants	H = épaisseur de l'aquifère D = fiche du puits dans l'aquifère r ₁ , r ₂ et r ₃ = distances des piézomètres au puits Q = débit de pompage h ₁ , h ₂ et h ₃ = rabattements dans les piézomètres à r ₁ , r ₂ et r ₃
Calculs auxiliaires	$\lambda_1 = \frac{2D_1}{B}, \lambda_2 = \frac{2D_2}{B}, \mu_1 = \frac{D_1}{H}, \mu_2 = \frac{D_2}{H}$ $n = \frac{D_2}{D_1} = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \frac{\mu_2}{\mu_1} (D_2 > D_1)$ $q = \frac{h_1 Q_2}{nh_2 Q_1}$ $*k = \frac{Q_i [2\pi\mu_i + \text{Argsh} \lambda_i]}{2\pi h_i D_i}$	$\lambda_1 = \frac{D}{r_1}, \lambda_2 = \frac{D}{r_2}, n = \frac{r_2}{r_1}, \mu = \frac{D}{H}$ $\mu < 0,3 \rightarrow k = \frac{Q}{2\pi D h_i} [2\pi\mu + \text{Argsh} \lambda_i] \text{ avec } i = 1 \text{ et } 2$ $\mu > 0,3 \rightarrow \Phi(r_i) = \frac{1}{\mu} \text{Argsh} \lambda_i - \text{Argsh} \frac{\lambda_i}{\mu} \quad i = 1, 2, 3$ $**k = \frac{Q}{2\pi(h_1 - h_2)H} \left[\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi(r_2) - \Phi(r_1) \right]$
Calcul de α et k_h	Résoudre numériquement $q = \frac{2\pi\mu_1 + \text{Argsh} x}{2\pi n \mu_1 + \text{Argsh}(nx)}$ $\alpha = \left(\frac{x}{\lambda_1} \right)^2$ $\frac{k_h}{k} = \frac{2\pi\mu_i + \text{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})}{2\pi\mu_i + \text{Argsh} \lambda_i}$ $k_h = \frac{Q_i}{2\pi h_i D_i} [2\pi\mu_i + \text{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})]$ <p style="text-align: center;">avec $i = 1$ et 2</p>	$* \mu < 0,3 \text{ Résoudre numériquement}$ $\frac{h_2}{h_1} = \frac{2\pi\mu + \text{Argsh} x}{2\pi\mu + \text{Argsh} nx} \rightarrow x$ $\alpha = \left(\frac{x}{\lambda_2} \right)^2 = \left(x \frac{r_2}{D} \right)^2$ $\frac{k_h}{k} = \frac{2\pi\mu + \text{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})}{2\pi\mu + \text{Argsh} \lambda_i} \text{ avec } i = 1 \text{ et } 2$ $* \mu > 0,3 \text{ Résoudre numériquement en } \alpha$ $\frac{h_1 - h_2}{h_1 - h_3} = \frac{\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi\left(\frac{r_2}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_1}{\sqrt{\alpha}}\right)}{\ln \frac{r_3}{r_1} + \Phi\left(\frac{r_3}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_1}{\sqrt{\alpha}}\right)}$ $\frac{k_h}{k} = \frac{\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi\left(\frac{r_2}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_1}{\sqrt{\alpha}}\right)}{\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi(r_2) - \Phi(r_1)}$ $k_h = \frac{Q}{2\pi(h_1 - h_2)H} \left[\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi\left(\frac{r_2}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_1}{\sqrt{\alpha}}\right) \right]$ $= \frac{Q}{2\pi(h_2 - h_3)H} \left[\ln \frac{r_3}{r_2} + \Phi\left(\frac{r_3}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_2}{\sqrt{\alpha}}\right) \right]$

* En régime transitoire, on calculera k selon la procédure de la norme NFP-94.132. – Essai Lefranc avec $m_i = \frac{\pi\lambda_i}{2\pi\mu_i + \text{Argsh} \lambda_i}$

** On vérifiera qu'on obtient des valeurs de k voisines en permutant les indices des h_i et r_i.

TABLEAU III Puits imparfait – Nappe libre.

Essai de pompage	2) Substratum étanche infiniment profond	
	Puits isolé sans piézomètres	Puits avec piézomètres
Données du problème	<p>D_1 et D_2 = fiches du puits dans l'aquifère B = diamètre du puits Q_1 et Q_2 = débits de pompage h_1 et h_2 = rabattements correspondants dans le puits</p>	<p>D = fiche du puits dans l'aquifère B_0 = diamètre du puits r_1 et r_2 = distances des piézomètres à l'axe du puits telles que $r_2 > r_1$ Q = débit de pompage h_1 et h_2 = rabattements dans piézomètres à r_1 et r_2</p>
Calculs auxiliaires	$\lambda_1 = \frac{2D_1}{B} \quad \lambda_2 = \frac{2D_2}{B}$ $n = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \frac{D_2}{D_1} \quad q = \frac{h_1 Q_2}{nh_2 Q_1}$ $*k = \frac{Q_i \text{Argsh } \lambda_i}{\pi \lambda_i h_i B} \quad \text{où } i = 1 \text{ et } 2$	$\lambda_1 = \frac{D}{r_1} \quad \lambda_2 = \frac{D}{r_2}$ $n = \frac{\lambda_1}{\lambda_2} = \frac{r_2}{r_1} > 1$ $*k = \frac{Q \text{Argsh } \lambda_i}{2\pi \lambda_i h_i r_i} \quad \text{avec } i = 0, 1 \text{ et } 2$ <p style="text-align: center;">($i = 0 \rightarrow$ puits)</p>
Calcul de α et k_h	<p>Résoudre numériquement</p> $\frac{\text{Argsh } x}{\text{Argsh } (nx)} = q$ $\alpha = \left(\frac{x}{\lambda_1}\right)^2 = \left(x \frac{2D_1}{B}\right)^2$ $\frac{K_h}{k} = \frac{Q_i \text{Argsh } \lambda_i}{\pi \lambda_i h_i B}$ $k_h = \frac{Q_i}{2\pi h_i D} \text{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})$ <p style="text-align: center;">avec $i = 1$ et 2</p>	<p>Résoudre numériquement</p> $\frac{\text{Argsh } x}{\text{Argsh } nx} = \frac{h_2}{h_1}$ $\alpha = \left(\frac{x}{\lambda_2}\right)^2 = \left(x \frac{r_2}{D}\right)^2$ $\frac{K_h}{k} = \frac{Q \text{Argsh } \lambda_i}{2\pi \lambda_i r_i}$ $k_h = \frac{Q}{2\pi h_i D} \text{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})$ <p style="text-align: center;">$i = 0, 1$ et 2 $(i = 0 \rightarrow$ puits)</p>

* En régime transitoire on calculera k selon la procédure de la norme NFP-94.132.

TABLEAU IV Puits imparfait – Nappe libre.

Essai de pompage	2) Substratum étanche à profondeur finie	
	Puits isolé sans piézomètres	Puits avec piézomètres
Données du problème	<p>D_1 et D_2 = fiches du puits dans l'aquifère H_0 = épaisseur de l'aquifère B = diamètre du puits Q_1 et Q_2 = débits de pompage h_1 et h_2 = rabattements correspondants</p>	<p>D = fiche du puits dans l'aquifère B = diamètre du puits H_0 = épaisseur de l'aquifère Q = débit de pompage r_i = distances des piézomètres à l'axe du puits ($i = 1, 2$ ou 3) h_i = rabattements dans piézomètres à r_i ($i = 1, 2$ ou 3)</p>
Calculs auxiliaires	$\delta_1 = \frac{D_1}{10H_0} \quad \delta_2 = \frac{D_2}{10H_0}$ $n = \frac{D_2}{D_1} = \frac{\delta_2}{\delta_1} \quad q = \frac{h_1 Q_2}{nh_2 Q_1}$ $\beta = \frac{q[n\delta_1 + \ln(n)] - \delta_1}{1 - q}$ $*k = \frac{Q_1}{2\pi h_1 D_1} \left[\delta_1 + \ln\left(\frac{\pi D_1}{B}\right) \right]$	$\lambda_1 = \frac{D}{r_1}, \lambda_2 = \frac{D}{r_2}, n = \frac{r_2}{r_1}, \mu = \frac{D}{H}$ $\mu < 0,3 \rightarrow k = \frac{Q}{2\pi D h_i} \left[2\pi\mu + \text{Argsh} \lambda_i \right] \text{ avec } i = 1 \text{ et } 2$ $\mu > 0,3 \rightarrow \Phi(r_i) = \frac{1}{\mu} \text{Argsh} \lambda_i - \text{Argsh} \frac{\lambda_i}{\mu} \quad i = 1, 2, 3$ $**k = \frac{Q}{2\pi(h_1 - h_2)H} \left[\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi(r_2) - \Phi(r_1) \right]$
Calcul de α et k_h	$\ln x = \beta \rightarrow x = e^\beta$ $\alpha = \left(\frac{x B}{\pi D_1} \right)^2 = \left(\frac{B}{\pi D_1} \right)^2 e^{2\beta}$ $\frac{k_h}{k} = \frac{\delta_i + \ln\left(\frac{\pi D_i}{B} \sqrt{\alpha}\right)}{\delta_i + \ln\left(\frac{\pi D_i}{B}\right)}$ $k_h = \frac{Q}{2\pi h_i D_i} \left[\frac{D_i}{10H_0} + \ln\left(\frac{\pi D_i}{B} \sqrt{\alpha}\right) \right]$ <p>avec $i = 1$ et 2</p>	<p>* $\mu < 0,3$ Résoudre numériquement</p> $\frac{h_2}{h_1} = \frac{2\pi\mu + \text{Argsh} x}{2\pi\mu + \text{Argsh} n x} \rightarrow x$ $\alpha = \left(\frac{x}{\lambda_2} \right)^2 = \left(x \frac{r_2}{D} \right)^2$ $\frac{k_h}{k} = \frac{2\pi\mu + \text{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})}{2\pi\mu + \text{Argsh} \lambda_i} \text{ avec } i = 1 \text{ et } 2$ <p>* $\mu > 0,3$ Résoudre numériquement en α</p> $\frac{h_1 - h_2}{h_1 - h_3} = \frac{\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi\left(\frac{r_2}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_1}{\sqrt{\alpha}}\right)}{\ln \frac{r_3}{r_1} + \Phi\left(\frac{r_3}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_1}{\sqrt{\alpha}}\right)}$ $\frac{k_h}{k} = \frac{\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi\left(\frac{r_2}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_1}{\sqrt{\alpha}}\right)}{\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi(r_2) - \Phi(r_1)}$ $k_h = \frac{Q}{2\pi(h_1 - h_2)H_0} \left[\ln \frac{r_2}{r_1} + \Phi\left(\frac{r_2}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_1}{\sqrt{\alpha}}\right) \right]$ $= \frac{Q}{2\pi(h_2 - h_3)H_0} \left[\ln \frac{r_3}{r_2} + \Phi\left(\frac{r_3}{\sqrt{\alpha}}\right) - \Phi\left(\frac{r_2}{\sqrt{\alpha}}\right) \right]$

* En régime transitoire, on calculera k selon la méthode de la norme NFP-94.132. avec $m_i = \frac{\pi \lambda_i}{2\pi\mu_i + \text{Argsh} \lambda_i}$

** On vérifiera qu'on obtient des valeurs de k très voisines en permutant les indices des h_i et r_i .

localisées à la base des tubes piézométriques, hydrauliquement isolées du reste de la nappe, et disposées à une profondeur convenablement choisie. Aucune interprétation fiable n'est possible avec des piézomètres crépinés sur toute leur hauteur, sauf si ceux-ci sont suffisamment éloignés du puits et si le puits lui-même est entièrement crépiné.

Dans le cas d'un puits parfait, l'essai ne permet de déterminer que le coefficient de perméabilité horizontale. Pour obtenir le coefficient d'anisotropie, il faut se ramener au cas du puits imparfait en arrêtant le forage du puits avant qu'il n'atteigne le substratum et en procédant, à ce niveau intermédiaire, à un pompage spécifique.

Dans le cas extrêmement rare où aucun piézomètre n'est prévu, il faut réaliser le puits en deux phases au

moins avec pompage pour chacune d'elles, ce qui nous ramène au cas de l'essai Lefranc.

L'intérêt de l'utilisation d'un essai de pompage pour déterminer le coefficient d'anisotropie réside, comme nous l'avons dit en préambule, dans le fait que les résultats obtenus correspondent à une masse de sol importante et se trouvent, alors beaucoup plus représentatifs, à l'échelle d'un projet, que ceux provenant d'essais Lefranc.

Nous estimons donc que tout essai de pompage devrait être interprété selon les méthodes de la norme complétées par la méthode « anisotropique » que nous avons présentée, ce qui valoriserait considérablement les études hydrogéologiques.

Bibliographie

- [1] Cambefort H. – *Introduction à la géotechnique*. Paris, Eyrolles, 1971.
- [2] Cassan M. – « Filtration dans les cavités souterraines ». *Annales de l'ITBTP*, avril-mai 1979.
- [3] Cassan M. – *Les essais d'eau dans la reconnaissance des sols*. Paris, Eyrolles, 1980.
- [4] Cassan M. – *Aide-mémoire d'hydraulique souterraine*. Paris, Presses des Ponts et Chaussées, 1994, 2^e éd.
- [5] Cassan M. – « Application des essais Lefranc à l'évaluation du coefficient d'anisotropie hydraulique des sols aquifères ». *Revue française de géotechnique*, n° 90, 1^{er} trimestre 2000.
- [6] Mandel J. – « Note sur le calcul des filtrations ». *Annales des Ponts et Chaussées*, 1939.
- [7] Schneebeli G. – « La mesure *in situ* de la perméabilité d'un terrain ». Congrès de la Sté Hydrotechnique de France-Alger, 1954.
- [8] Schneebeli G. – *Hydraulique souterraine*. Eyrolles, 1966.

Annexe

Table numérique 1 $y(x, n) = \frac{\text{Argsh}x}{\text{Argsh}(nx)}$

x \ n	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
1,0	0,7376973	0,6105236	0,5350637	0,4846849	0,4483718	0,4207611	0,3689293	0,3811447
1,5	0,7707364	0,6570241	0,5879090	0,5407765	0,5061860	0,4794819	0,4580915	0,4404713
2,0	0,7938840	0,6891807	0,6242914	0,5793592	0,5459794	0,5199531	0,4989333	0,4814970
2,5	0,8105556	0,7123352	0,6505477	0,6072819	0,5748594	0,5494025	0,5287239	0,5114875
3,0	0,8230694	0,7297781	0,6704036	0,6284713	0,5968416	0,5718771	0,5515114	0,5344746
3,5	0,8328179	0,7434307	0,6860075	0,6451792	0,6142234	0,5896906	0,5696100	0,5527644
4,0	0,8406491	0,7544511	0,6986514	0,6587591	0,6283866	0,6042363	0,5844150	0,5677491
4,5	0,8470996	0,7635702	0,7091505	0,6700667	0,6402062	0,6163976	0,5968127	0,5803145
5,0	0,8525227	0,7712696	0,7180433	0,6796678	0,6502621	0,6267613	0,6073926	0,5910502
5,5	0,8571598	0,7778790	0,7256990	0,6879517	0,6589538	0,6357321	0,6165619	0,6003645
6,0	0,8611813	0,7836314	0,7323796	0,6951949	0,6665657	0,6435989	0,6246116	0,6085494
6,5	0,8647108	0,7886969	0,7382762	0,7015997	0,6733063	0,6505734	0,6137555	0,6158195
7,0	0,8678404	0,7932019	0,7435319	0,7073178	0,6793320	0,6568150	0,6381545	0,6223365
7,5	0,8706399	0,7972430	0,7482557	0,7124650	0,6847627	0,6624458	0,6439321	0,6282249
8,0	0,8731634	0,8008952	0,7525327	0,7171318	0,6896919	0,6675613	0,6491849	0,6335820
8,5	0,8754535	0,8042175	0,7564300	0,7213897	0,6941939	0,6722373	0,6539898	0,6384853
9,0	0,8775443	0,8072573	0,7600014	0,7252963	0,6983283	0,6765348	0,6584087	0,6429971
9,5	0,8794631	0,8100529	0,7632908	0,7288983	0,7021437	0,6805036	0,6624921	0,6471686
10,0	0,8812324	0,8126358	0,7663341	0,7322343	0,7056802	0,6841848	0,6662817	0,6510417
15,0	0,8936610	0,8309208	0,7879967	0,7560794	0,7310420	0,7106555	0,6935939	0,6790110
20,0	0,9010609	0,8419329	0,8011482	0,7706437	0,7466072	0,7269653	0,7104781	0,6963506
25,0	0,9061430	0,8495534	0,8102976	0,7808168	0,7575141	0,7384239	0,7223663	0,7085827
30,0	0,9099296	0,8552626	0,8171790	0,7884906	0,7657607	0,7471044	0,7313868	0,7178770
35,0	0,9129035	0,8597659	0,8226231	0,7945756	0,7723118	0,7540103	0,7385725	0,7252888
40,0	0,9153268	0,8634481	0,8270856	0,7995726	0,7776995	0,7596969	0,7444954	0,7314035
45,0	0,9173559	0,8665403	0,8308407	0,8037840	0,7822457	0,7645001	0,7495025	0,7365767
50,0	0,9190909	0,8691907	0,8340649	0,8074048	0,7861585	0,7686377	0,7538189	0,7410390
55,0	0,9205992	0,8714997	0,8368780	0,8105674	0,7895793	0,7722578	0,7575979	0,7449479
60,0	0,9219281	0,8735379	0,8393644	0,8133657	0,7926084	0,7754654	0,7609483	0,7484152
65,0	0,9231120	0,8753568	0,8415859	0,8158680	0,7953192	0,7783377	0,7639498	0,7515227
70,0	0,9241768	0,8769950	0,8435888	0,8181259	0,7977667	0,7809324	0,7666625	0,7543324
75,0	0,9251419	0,8784820	0,8454085	0,8201789	0,7999933	0,7832941	0,7691326	0,7568917
80,0	0,9260228	0,8798408	0,8470730	0,8220578	0,8020324	0,7854579	0,7713965	0,7592381
85,0	0,9268317	0,8810900	0,8486042	0,8237875	0,8039104	0,7874514	0,7734831	0,7614013
90,0	0,9275783	0,8822442	0,8500201	0,8253879	0,8056487	0,7892974	0,7754159	0,7634057
95,0	0,9282707	0,8833156	0,8513354	0,8268752	0,8072649	0,7910144	0,7772140	0,7652709
100,0	0,9289155	0,8843141	0,8525620	0,8282630	0,8087736	0,7926176	0,7788935	0,7670135

Table numérique 1 (suite)

x \ n	6	7	8	9	10	12	14	16
1,0	0,3537125	0,3333333	0,3174437	0,3046016	0,2939653	0,2771802	0,2644006	0,2542391
1,5	0,4129208	0,3921393	0,3757371	0,3623563	0,3511627	0,3333333	0,3196061	0,3085940
2,0	0,4540041	0,4330719	0,4164280	0,4027675	0,3912817	0,3728749	0,3586075	0,3471006
2,5	0,4841513	0,4632046	0,4464641	0,4326671	0,4210259	0,4022914	0,3877025	0,3758928
3,0	0,5073380	0,4864451	0,4696844	0,4558279	0,4441060	0,4251827	0,4103957	0,3983928
3,5	0,5258417	0,5050362	0,4882964	0,4744236	0,4626641	0,4436332	0,4287219	0,4165917
4,0	0,5410408	0,5203388	0,5036423	0,4897783	0,4780067	0,4589183	0,4439287	0,4317133
4,5	0,5538147	0,5332227	0,5165818	0,5027413	0,4909735	0,4718593	0,4568218	0,4445491
5,0	0,5647501	0,5442697	0,5276910	0,5138828	0,5021287	0,4830097	0,4679445	0,4556338
5,5	0,5742543	0,5538843	0,5373707	0,5236002	0,5118662	0,4927562	0,4776775	0,4653421
6,0	0,5826191	0,5623568	0,5459094	0,5321795	0,5204696	0,5013781	0,4862959	0,4739456
6,5	0,5900596	0,5699016	0,5535201	0,5398323	0,5281490	0,5090826	0,4940039	0,4816459
7,0	0,5967379	0,5766804	0,5603638	0,5467188	0,5350637	0,5160267	0,5009569	0,4885964
7,5	0,6027790	0,5828181	0,5665651	0,5529629	0,5413368	0,5223323	0,5072750	0,4949161
8,0	0,6082810	0,5884129	0,5722218	0,5586619	0,5470652	0,5280952	0,5130532	0,5006990
8,5	0,6133218	0,5935427	0,5774117	0,5638936	0,5523263	0,5333920	0,5183674	0,5060202
9,0	0,6179645	0,5982708	0,5821981	0,5687209	0,5571829	0,5382851	0,5232793	0,5109408
9,5	0,6222606	0,6026489	0,5866326	0,5731954	0,5616864	0,5428255	0,5278395	0,5155112
10,0	0,6262527	0,6067197	0,5907581	0,5773599	0,5658794	0,5470555	0,5320902	0,5197731
15,0	0,6551733	0,6362865	0,6207845	0,6077245	0,5964989	0,5780228	0,5632715	0,5510888
20,0	0,6731865	0,6547708	0,6396138	0,6268151	0,6157927	0,5976076	0,5830498	0,5710006
25,0	0,6859334	0,6678836	0,6529987	0,6404094	0,6295522	0,6116092	0,5972178	0,5852878
30,0	0,6956413	0,6778884	0,6632266	0,6508106	0,6400915	0,6223537	0,6081059	0,5962810
35,0	0,7033967	0,6859925	0,6714190	0,6591502	0,6485492	0,6309884	0,6168662	0,6051343
40,0	0,7098043	0,6925133	0,6782021	0,6660608	0,6555627	0,6381571	0,6241461	0,6124973
45,0	0,7152319	0,6981270	0,6839580	0,6719291	0,6615218	0,6442542	0,6303427	0,6187687
50,0	0,7199185	0,7029785	0,6889359	0,6770071	0,6666810	0,6495374	0,6357158	0,6242099
55,0	0,7240277	0,7072353	0,6933062	0,6814676	0,6712150	0,6541836	0,6404440	0,6290003
60,0	0,7276755	0,7110165	0,6971905	0,6854338	0,6752481	0,6583194	0,6446549	0,6332685
65,0	0,7309472	0,7144100	0,7006780	0,6889963	0,6788720	0,6620377	0,6484425	0,6371093
70,0	0,7339072	0,7174817	0,7038362	0,6922237	0,6821560	0,6654091	0,6518782	0,6405944
75,0	0,7366051	0,7202827	0,7067172	0,6951688	0,6851536	0,6684880	0,6550171	0,6437794
80,0	0,7390799	0,7228531	0,7093620	0,6978733	0,6879071	0,6713173	0,6579026	0,6467082
85,0	0,7413626	0,7252251	0,7118034	0,7003705	0,6904501	0,6739315	0,6605995	0,6494160
90,0	0,7434786	0,7274246	0,7140681	0,7026874	0,6928101	0,6763584	0,6630462	0,6519312
95,0	0,7454486	0,7294730	0,7161777	0,7048464	0,6950097	0,6786211	0,6653560	0,6542774
100,0	0,7472898	0,7313881	0,7181506	0,7068658	0,6970675	0,6807388	0,6675182	0,6564743

Table numérique 2 $\frac{k_h}{k} = \frac{\text{Argsh}(\lambda \sqrt{\alpha})}{\text{Argsh} \lambda}$

$\alpha \backslash \lambda$	1,5	2	2,5	3	3,5	4	5	10
5	1,61107	1,52621	1,47038	1,43089	1,40136	1,37836	1,34460	1,26773
10	1,89229	1,76206	1,67840	1,61996	1,57664	1,54307	1,49404	1,38324
15	2,05896	1,90108	1,80067	1,73095	1,67943	1,63961	1,58157	1,45083
20	2,17783	2,00000	1,88759	1,80979	1,75243	1,70815	1,64370	1,49880
25	2,27030	2,07686	1,95508	1,87100	1,80909	1,76134	1,69190	1,53600
30	2,34598	2,13972	2,01026	1,92103	1,85540	1,80481	1,73130	1,56640
35	2,41006	2,19290	2,05694	1,96334	1,89456	1,84157	1,76461	1,59210
40	2,46561	2,23900	2,09738	2,00000	1,92848	1,87342	1,79346	1,61437
45	2,51464	2,27967	2,13307	2,03234	1,95841	1,90151	1,81892	1,63401
50	2,55853	2,31606	2,16500	2,06128	1,98519	1,92664	1,84169	1,65158
55	2,59825	2,34900	2,19388	2,08746	2,00941	1,94938	1,82229	1,66747
60	2,63452	2,37907	2,22026	2,11136	2,03153	1,97014	1,88110	1,68198
65	2,66790	2,40674	2,24452	2,13335	2,05188	1,98923	1,89840	1,69533
70	2,69881	2,43235	2,26699	2,15371	2,07072	2,00692	1,91442	1,70768
75	2,72760	2,45621	2,28791	2,17266	2,08826	2,02338	1,92933	1,71919
80	2,75453	2,47853	2,30748	2,19040	2,10466	2,03878	1,94328	1,72995
85	2,77983	2,49949	2,32586	2,20706	2,12008	2,05324	1,95639	1,74006
90	2,80369	2,51926	2,34320	2,22276	2,13461	2,06688	1,96874	1,74959
95	2,82627	2,53796	2,35959	2,23762	2,14835	2,07978	1,98043	1,75861
100,0	2,84768	2,55570	2,37515	2,25171	2,16140	2,09202	1,99152	1,76716